

Die Fernmeldetürme der Deutschen Bundespost.

Von Postbaurat Dipl.-Ing. Eberhard Weingaertner, FTZ Darmstadt.

Nach einem Vortrag, gehalten auf der 50. Jahrestagung des Deutschen Beton-Vereins vom 15. bis 17. April 1953 in Stuttgart.

Jahre 1952 hat die Deutsche Bundespost für die neu ein-
tete Fernsehübertragungslinie Hamburg—Köln sogenannte
meldetürme erstellt, über deren Zweck und Werden hier be-
et wird.

us bereits vor dem Kriege in Deutschland begonnene, dann
unterbrochene Fernsehen hat in den letzten Jahren nun auch
ans eine starke Entwicklung genommen. Da jedoch die Ge-
ung eines guten Fernseh-
rammes mit sehr hohen
ausgaben verbunden ist.
t man an, diese Kosten
n groß angelegte Gemein-
tssendungen auf eine mög-
t große Zahl von Sende-
schaften zu verteilen. Die
lfunkgesellschaften traten
halb an die Post heran,
a zu diesem Zwecke Über-
angsmöglichkeiten zu schaf-
Man entschloß sich zur
tragung auf dem Funk-
, da die Post bereits seit
erer Zeit Versuche damit
cht hatte. Gewählt wurde
der Dezimeter-Wellen-
ch von etwa 15 cm Wellen-
e. Diese Dezimeterwellen
n ähnliche Eigenschaften
die Lichtwellen, das heißt
setzen sich geradlinig fort
lassen sich durch Antennen,
ähnlich einem Scheinwerfer
a parabolischen Reflektor
m, sehr stark bündeln, so
bei nur kleinen Sende-
ungen auch auf große Ent-
ungen noch ausreichende
fangsfeldstärken erzielt
en. Die Sende- und Emp-
sstelle muß dabei quassi-
che Sicht haben. Deshalb
en bei der Planung von
funkverbindungen die Sta-
en im allgemeinen auf
hen gelegt, damit die
en auf ihrem Übertragungs-
nicht durch dazwischen lie-

das heißt die telefonische Verbindung mit fahrenden Kraftwagen
unterzubringen. Außerdem werden die Türme für den Dezimeter-
Fernsprechverkehr Verwendung finden, wobei auf einer Linie, also
über eine Antenne, in naher Zukunft voraussichtlich mehrere
hundert Ferngespräche gleichzeitig geführt werden können.

Die Fernmeldetechnik stellt dem Architekten und Bauingenieur
für den Bau dieser Fernmeldetürme feste Forderungen:

Unterbringung der Antennen
(Parabolspiegel von 3 m Ø) in
der erforderlichen Höhe im
Freien fremdkörperfrei und mit
der Strahlungsmöglichkeit nach
allen Richtungen;

Aufstellung der Geräte in ge-
schlossenen Betriebsräumen mit
möglichst kurzer Kabelverbin-
dung zu den Antennen;

Unterbringung von Stromver-
sorgung und Netzersatzanlage
sowie sonstiger erforderlicher
Nutzräume in den Bauwerken.
Außerdem durfte der Turm
nicht mehr als 0,5° schwanken,
um eine Störung bei der Über-
tragung der Wellen zu ver-
meiden.

Schließlich verlangte die zumeist
recht exponierte Lage dieser
Relaisstationen auf markanten
Höhen oder in besonders reiz-
vollen Landschaften auch eine
formschöne Gestaltung dieser
Bauwerke.

Zwei Baustoffe und Bauarten
standen zur Wahl: Stahl oder
Stahlbeton. Die in der nord-
deutschen Tiefebene geforderte
Höhe der Türme von 70 m war
entscheidend für die Bevorzu-
gung der Stahlbetonbauart, die
man dann auch schon aus rein
gestalterischen Gründen für die
meisten der niedrigeren Türme
beibehielt. Nur an zwei Stellen,
über deren endgültige Beibehal-
tung man vom funktechnischen
Standpunkt aus noch nicht sicher

te Berge, Gebäude oder Baumbestände, aber auch nicht durch
Erdbuckel, der sich zwischen den Aufstellungspunkten aus der
krümmung ergibt, behindert werden. Wegen der Begrenzung
den Bereich der optischen Sicht ist es notwendig, auf längeren
rken, etwa alle 40 bis 50 km, sogenannte Relaisstellen einzun-
en, ähnlich wie bei der Kabelübertragung die Verstärkerämter.
diesen Relaisstellen wird der Empfang aus der einen Richtung
entsprechender Verstärkung erneut über einen Sender einer
enne zugeführt, die in die weiterführende Richtung strahlt.
diese Weise kann man mit Dezimeterwellen jede beliebige
Fernung nach beiden Richtungen überbrücken und somit im
sehen einen gegenseitigen Programmaustausch der Studios ermög-
en. Die zunächst eingerichtete Übertragungslinie führt (Bild 1)
Hamburg über Hannover—Köln nach dem Feldberg. Die Strecke
entlang der Bundesstraße 3 sowie der Autobahn gewählt worden,
später auf diesen Fernmeldetürmen auch den Landstraßenfunk,

Bild 1.
Fernseh-Richtfunk-Verbindung
Hamburg—Köln—Frank-
furt a. M.

ist, entschloß man sich zur Errichtung von offenen Stahltürmen.

Nach langjährigen Planungen und Untersuchungen, an denen
sich dankenswerterweise auch einzelne Bauunternehmungen, Mit-
glieder des Deutschen Beton-Vereins, beteiligten, wurde der erste
Typ entwickelt (Bild 2), eine zylindrische Turmkonstruktion mit
auskragenden Plattformen, die neben der einwandfreien Erfüllung
der technischen Forderungen die statisch günstigste Lösung dar-
stellt. Die Zylinderform bietet die geringste Angriffsfläche für den
Wind, auch ist ihre Quersteifigkeit in jeder Richtung gleich groß.
Dieser Turmtyp wurde zweimal mit 70 m Höhe (Egestorf und
Wardböhmen) und einmal mit 42 m in Mellendorf ausgeführt.

Auf einer kreisrunden Fundamentplatte steht der hohe Stahlbeton-
zylinderschaft mit 8,0 m Außendurchmesser und 18 cm Wanddicke.
Im unteren Teil des Turmes, im Keller-, Erd-, 1. und 2. Ober-
geschoß wurden durch das Einziehen von Stahlbetondeckenplatten
die Räume zur Unterbringung der Stromversorgung und der Netz-

ersatzanlagen mit allem Zubehör geschaffen. Die nächste Zwischendecke befindet sich erst wieder auf der Höhe 49,20 m, sie bildet den Fußboden für das Betriebsgeschoß, in dem die Überwachungs-

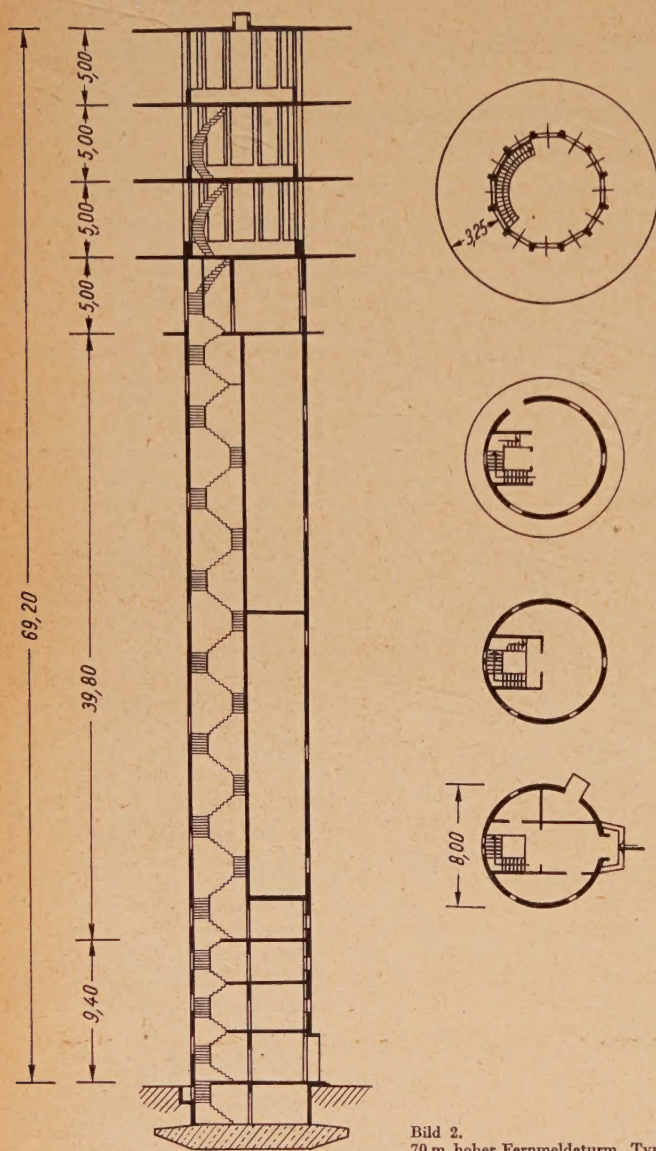


Bild 2.
70 m hoher Fernmeldeturm, Typ 1

geräte aufgestellt sind. Dazwischen ist ein Leerraum, der nur zur Gewinnung der für die Aufstellung der Antennen erforderlichen Höhe nötig ist. Die dünne Zylinderschale ist hier zur Erhöhung

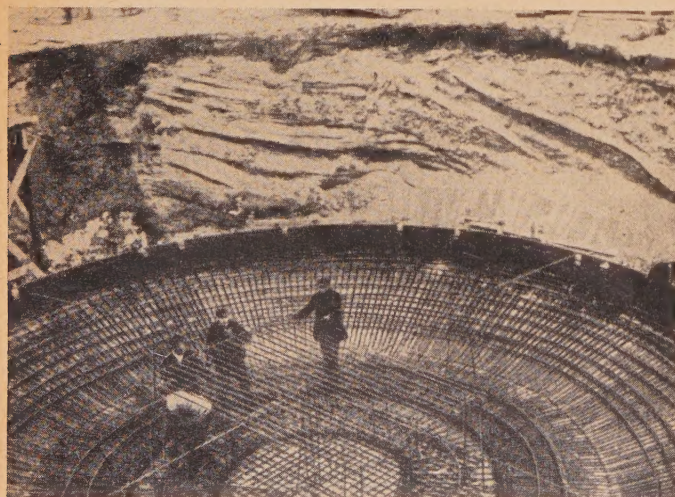


Bild 4. Bewehrung der Fundamentplatte.

der Beulsicherheit in der Mitte mit einem nach innen vorspringenden Stahlbetonring ausgesteift, der gleichzeitig zur Auflagerung einer etwa später einzubauenden Decke dienen kann. Vor dem Betriebsgeschoß befindet sich ein 1,50 m auskragender Umgang. Darüber baut sich laternenartig ein zwölfstieliger zentralsymmetrischer Stockwerkrahmen durch drei Geschosse auf, dessen Riege durch die 3,25 m weit auskragenden Antennenplattformen in Verbindung mit Überzugsringen bzw. durch die Dachplatten gebildet werden. In den Räumen hinter den Plattformen befinden sich die Sende- und Empfangsgeräte. Auf der Dachplattform ist die Möglichkeit der Errichtung einer Stabantenne vorgesehen.

Ein besonderes eingebautes Treppenhaus mit dreiläufigen Betonstiegen und 15 cm dicken Betonwänden, die in die Gesamtkonstruktion einbezogen sind, führt bis zum Betriebsgeschoß und hat in der Mitte einen offenen Aufzugschacht. Die oberen Räume verbinden Stahltreppen, zur Dachplattform führt eine Steigeleiter mit Aussteiglücke.

Als Belastung für die Antennenplattformen sowie für die Zwischendecken waren 600 kg/m^2 angenommen. Die Gesamtlast, die durch die Fundamentplatte auf den Baugrund abgesetzt wird, beträgt rund 3000 t, davon etwa 600 t Nutzlast. Unter Berücksichtigung der möglicherweise auftretenden seitlichen Ausweichung der Turmspitze entsteht in der Bodenfuge ein Biegemoment aus Wind und aus außermittigem Lastangriff von rd. 3000 tm.

Die Berechnung der Turmspitzenausweichung bei Berücksichtigung elastischer einseitiger Bodenverformung ergab folgende Werte (Bild 3):

- a) aus Wind = 4,3 cm
- b) aus exzentrischer Belastung = 1,3 cm
- c) aus einseitiger Fundamentsenkung = 8,3 cm

insgesamt 13,9 cm

Dieser Wert liegt unter dem zulässigen von $0,5 \cdot 15,7 = 7,85 \text{ cm}$

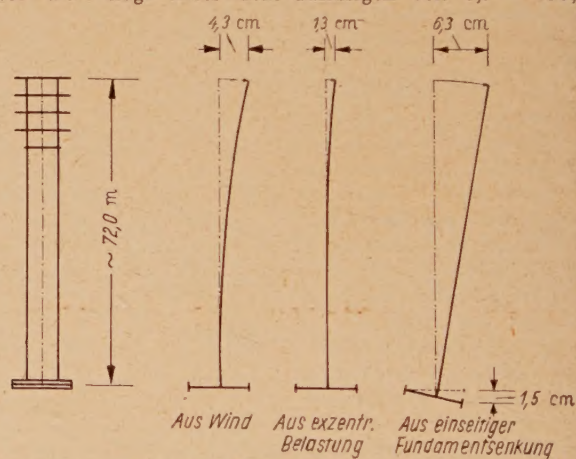
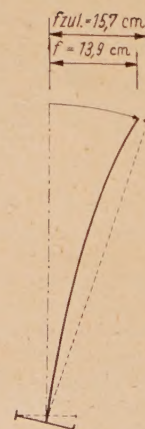


Bild 3. Seitliche Ausweichungen der Turmspitze.



Gesamtausweichung der Turmspitze:
 $f_{\text{max}} = \pm 13,9 \text{ cm}$
 $f_{\text{zul}} = \pm 15,7 \text{ cm}$

Bei der Berechnung der Fundamentplatte als Kreisringplatte wurde der Einfluß der außermittigen Belastung durch Überlagerung einer drehsymmetrischen und antisymmetrischen Belastung berücksichtigt. Gewählt wurde ein

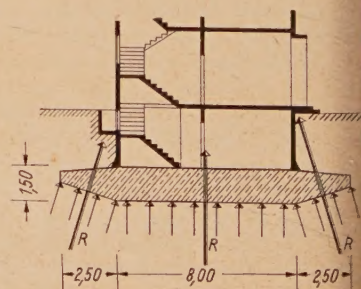


Bild 5. Fundamentausbildung.

in der Mitte 1,50 m dicke auf 50 cm auslaufende kreisrunde Stahlbetonfundamentplatte mit 13,0 m Außendurchmesser (Bild 4).

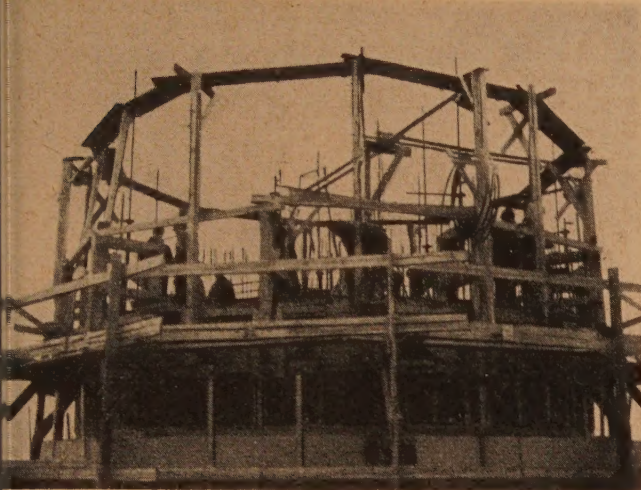


Bild 6. Weichfaserplatten (unten) als Kälteschutz.

Die größte Randbodenpressung beträgt dabei $3,35 \text{ kg/cm}^2$ gegenüber der durch Bodenuntersuchungen als zulässig festgestellten von 5 kg/cm^2 . Obwohl der Durchmesser von 13 m im Verhältnis zur Turmhöhe klein wirkt, blieb die Resultierende aller anliegenden Kräfte noch innerhalb des Kernquerschnittes. Auf Vorschlag von Herrn Dr. Siemonsen von der Fa. Grün & Bilfinger AG. wurde das Fundament unterschritten worden (Bild 5).

Der Sinn dieser Unterschneidung beruht darauf, am Rande der Fundamentplatte eine allseitig nach innen gerichtete Resultierende der Erddruckkräfte zu erzeugen, wodurch das Erdreich in stärkerem Maße für die Kraftübertragung herangezogen wird als bei einer ebenen Fundamentsohle. Es kann deshalb das Fundament leichter bemessen, die Bewehrung verringert und der Bodenaushub vermindert werden.

Von der Oberkante Fundament bis Unterkante 1. Antennenstoß wurde rd. 57 m hohe, 18 cm dicke Stahlbetonschaft wurde gleichzeitig mit den 15 cm dicken Treppenhauswänden im Gleitbau hochgeführt. Die Anwendung des Gleitverfahrens war gefordert, um schlanken Betonkörper fugenlos zu erhalten. Zur Erzielung einer möglichst gleichmäßigen Oberfläche wurden auf Vorschlag der Postbauleitung in die äußere Schalung Hartfaser-, Kunst- oder Sperrholzplatten eingelegt, die sich recht gut bewährten.

Das Hochführen im Gleitbau bedeutet, daß der im Bauzustand ständig hohle Baukörper, der bereits die volle Windbelastung aufnimmt, für jede erreichte Höhe standsicher sein muß, obwohl die im Endzustand vorhandene Vertikallast noch nicht günstig wirken kann und die versteifenden Zwischendecken noch nicht eingebaut sind. Erschwerend kam hier dazu, daß der Baubeginn terminbedingten Gründen im Februar-März lag, so daß noch Schneeeinbrüche kamen. Trotzdem mußte versucht werden, den Bau auch zu dieser Zeit weitergehen zu lassen, wie dies in der Abbildung vorbildlich geschehen ist. Der frische aus der Schalung

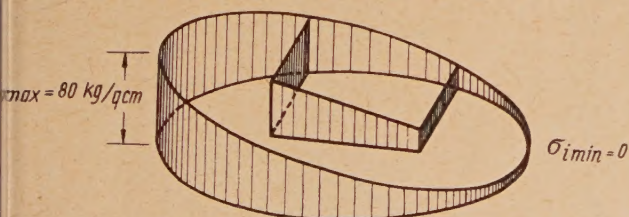


Bild 8. Ungünstigste Spannungen im Schaft.

frische Beton wurde dort mit Planen abgedeckt; Koksöfen wurden für die erforderliche Wärme. Die Zeltplanen wurden später, bei starkem Sturm darin eine besonders gute Angriffsfläche fand, durch Weichfaserplatten ersetzt (Bild 6).

Die Schaftwand setzt auf der Fundamentplatte mit einem kleinen verstärkten Fuß an (Bild 7). Sie wurde als Zylinderschale bemessen und bewehrt. Als Vertikalbewehrung wurden $\varnothing 14$ Bau-I in nach oben wachsenden Abständen, als Ringbewehrung nach oben verringert auf $\varnothing 6$ in 17 cm Abstand verlegt.

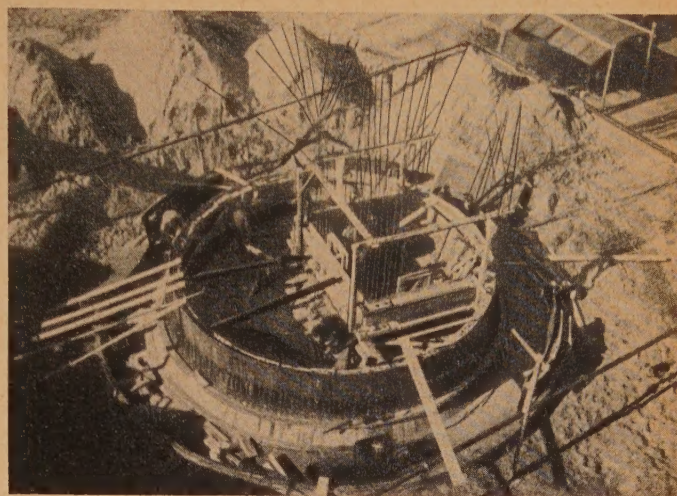


Bild 7. Ansatz des Zylinderschafts.

Eingehende Knick- und Beuluntersuchungen ergaben gute Sicherheiten.

Die Resultierende für die ungünstigste Belastung lag auch während des Montagezustandes stets im Kern des Schaftquerschnittes. Längszugspannungen traten somit nicht auf (Bild 8). Im Hinblick auf die Beanspruchung hätte die Wanddicke noch etwas kleiner sein können, aber bei dem schnellen Baufortschritt — im Durchschnitt etwa 2,5 m bei zwei zehnstündigen Schichten — war ein bestimmtes Gewicht zur Überwindung der Reibung der Gleitschalung erforderlich.

Bei der Ausführung des Gleitbaues haben sich die Firmen verschiedener Systeme bedient. Die allgemein bekanntesten sind wohl die nach Macdonald und Heine, die mehrfach Anwendung gefunden haben (Bild 9). Auf Tragstangen von 35 mm $\varnothing$, die in die hoch-

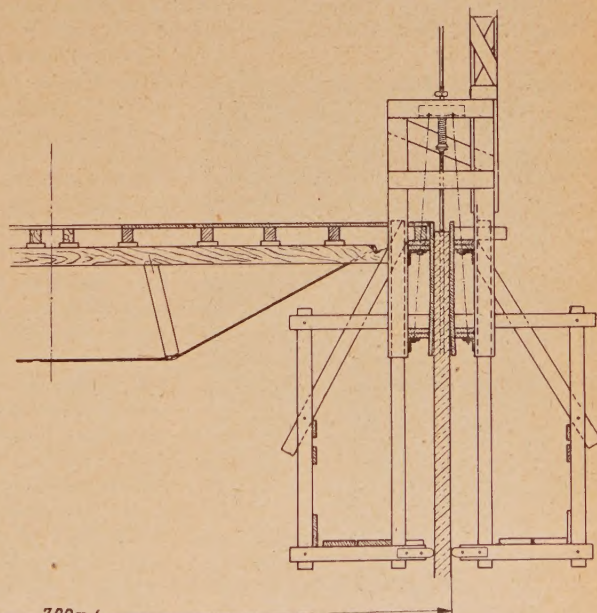


Bild 9. Gleitschalung nach Macdonald und Heine.

geführte Wand einbetoniert werden und demnach verloren sind, setzen sich mit ihren waagerechten Riegeln Klammerböcke, die 1,20 m hohe Schaltafeln tragen (Bild 10).

An den Tragstangen sind Spindeln, die durch gleichmäßiges Drehen von Hand die gesamte Schalung einschließlich der Arbeitsbühne heben (Bild 10). Klemmvorrichtungen verhindern das Abgleiten der Spindeln. An den Böcken hängen neben der Arbeitsbühne noch je eine Hängebühne außen und innen, um etwa erforderliche Nacharbeiten am frischen Beton vornehmen zu können. Die Tragstangen sitzen im Abstand von rund 2,0 m.

Um alle Reibungs- und Eigengewichtskräfte der Gleitschalung

greift. Mit den Gleitwagen sind die Gleitböcke aus Profilstahl verbunden. Sie dienen dazu, den seitlichen Betondruck auf die Bore Schalung aufzunehmen und den Abstand zwischen den beiderseitigen Schaltafeln zu sichern. Diese bestehen aus 6,5 mm dicken, schiffstest verleimten Sperrholzplatten mit Kunstharzüberzug, die

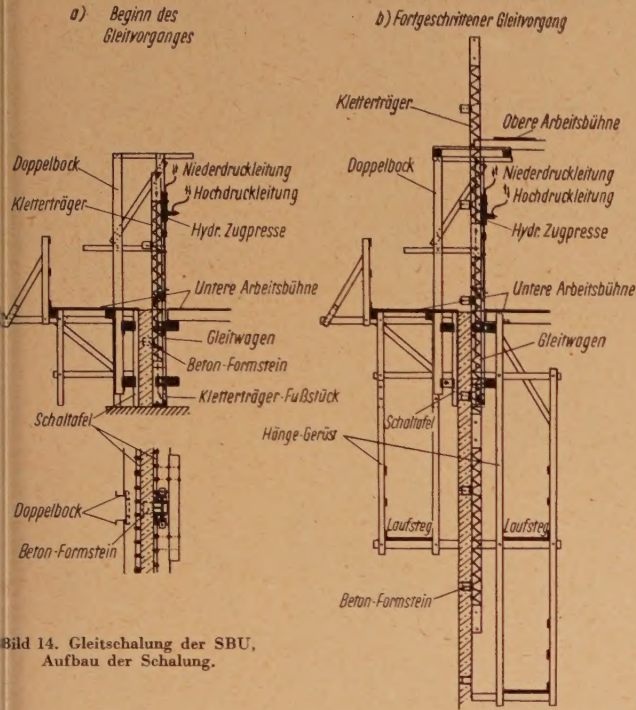


Bild 14. Gleitschalung der SBU, Aufbau der Schalung.

schon lotrechte Holzleisten ausgesteift sind. Die hydraulische Hubvorrichtung umfaßt die Zugpressen, die durch zwei Panzerschlauchringungen miteinander verbunden sind, sowie eine gemeinschaftliche elektrisch betriebene Druckpumpe, die auf der Arbeitsbühne hochgehoben wird. Zur Bedienung des Gleitbetriebes (Bild 15)

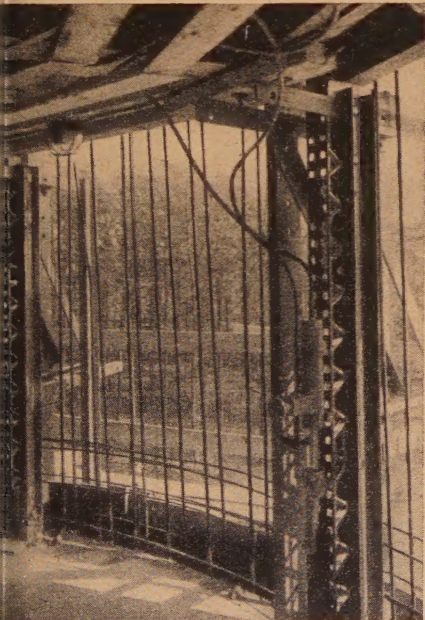


Bild 15. Blick auf die Hubvorrichtung.

müssen ein bis zwei Mann. Das senkrechte und stets gleichmäßige Hochgleiten ist hier dadurch immer gewährleistet, daß die Sperrholken der Gleitwagen mit jedem Hubakt selbsttätig auf gleicher Höhe in die Doppellöcher in den Kletterträgern einklinken. Alle verwendeten Gleitschalungssysteme haben sich recht gut bewährt. Für den Beton des Zylindermantels war die Güte B 225 geordert. Die erreichte Würfelfestigkeit nach 28 Tagen betrug

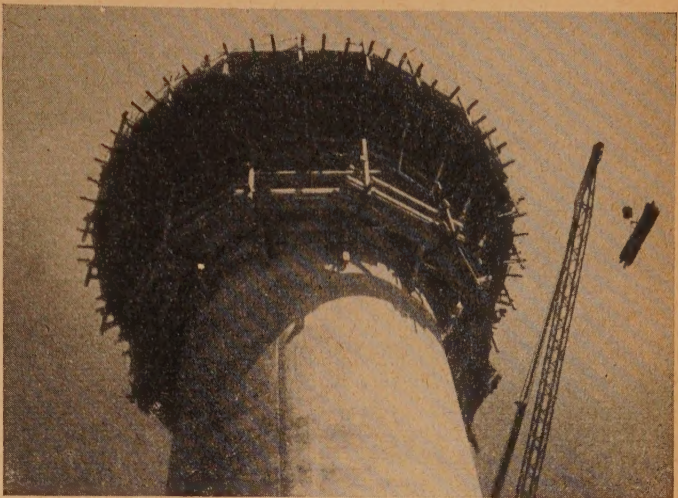


Bild 17. Ausbildung der Plattform-Schalung beim Turm in Mellendorf.

zwischen 250 und 300 kg/cm². Die Körnung der verwendeten Zuschlagstoffe lag größtenteils zwischen 0 und 15 mm, wobei der Anteil des Feinkorns besonders hoch war. Bei verschiedenen Ausführungen wurden dem Beton außerdem Luftporenbildner beigegeben, um vor allen Dingen zu verhindern, daß unterhalb der Gleitschalung Zementmilch ausfließt und dadurch das Ansehen der Betonoberfläche beeinträchtigt wird. Mit diesem Beton sowie durch die bereits erwähnte Verwendung von Sperrholz- bzw. Hartfaserplatten innerhalb der Schalung gelang es, eine so gleichmäßige und glatte Oberfläche zu erzielen, daß sie nicht mehr geputzt zu werden brauchte. Die Außenflächen wurden lediglich nachträglich mit Fluat und dann noch zweimal mit Keimischer Mineralfarbe gestrichen. Zur besseren Wärmedämmung ist in den genutzten Geschossen die Schaftwand mit 10 cm dicken Schwemmsteinen hintermauert.

Der spätere Einbau der Decken in den fertigen Zylinderschaft erforderte eine nicht allgemein übliche, besonders ausgebildete Deckenauflagerung (Bild 16).

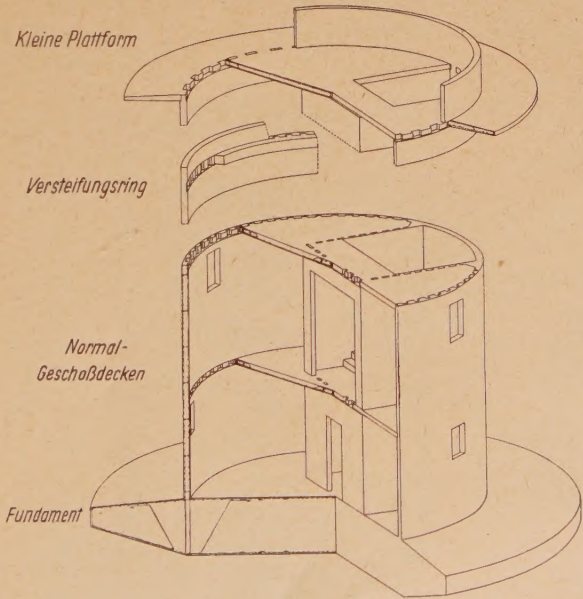


Bild 16. Ausbildung der Deckenauflagerung.

In den Wänden wurden beim Hochgleiten zunächst eine 2 cm tiefe Nut auf die Höhe der Deckendicke, außerdem 12 cm tiefe, 16 cm breite Aussparungen im Abstand von 23 cm ausgeführt. Hierin wurden später die Decken- und Trepfenplatten eingebunden. An der Stelle der Umgangsplattform gehen die Aussparungen durch die ganze Schaftwand hindurch. Die in den Schaft eingelegte Anschlußbewehrung wurde nach dem Vorbeigleiten der Schalung rechtwinklig herausgebogen und sorgte dann für einen innigen Verbund zwischen Wand und Decke.

Die Einschalung der weit auskragenden Plattformen erforderte, da ja fast überall ein besonderes Gerüst fehlte, auch manche Überlegung und wurde bei den einzelnen Türmen verschiedenartig gelöst. In Mellendorf wurden im

Schaft zwölf kleine Öffnungen ausgespart, in die fertig abgebundene Holzböcke, vom Turmdrehkran hochgezogen, eingesetzt wurden (Bild 17).

Die Böcke trugen nicht nur die erste 1,50 m breite Kragplatte, sondern auch die darüberliegenden weiteren drei Kragplatten mit 3,25 m Ausladung. Beim Turm auf der Hünenburg wurden ebenfalls Löcher beim Gleiten ausgespart (Bild 18) und hierdurch I-Träger NP 12 als Kragträger herausgesteckt (Bild 19). Diese



Bild 18. Schalung der Plattformen, Löcher für Deckenanschluß und für Kragträger.

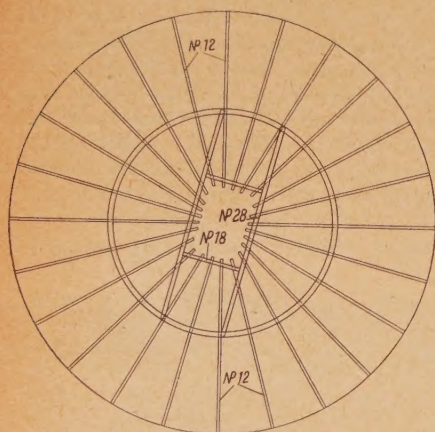


Bild 19. Kragrüstung der Plattformenschalung.

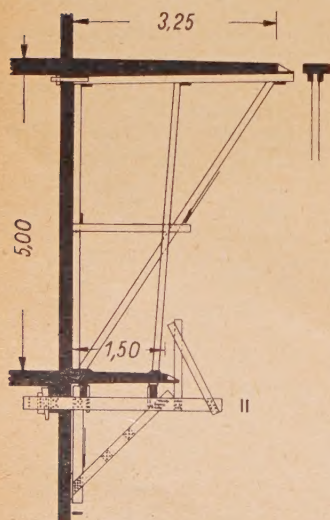


Bild 20. Kragplattenschalung mit Dreiecksverband beim Turm in Wardböhmen.

fanden im Turminnen ihre Widerlager an zwei schweren, in der Turmwandung verkeilten Unterzügen NP 28. Außen wurden sie durch hölzerne Schrägstreben gegen das untere Geschoß abgesteift. Auf die I-Träger wurde die Schalung mit dem vorgeschriebenen Gefälle zum Turm zu aufgebaut. Beim Turm Wardböhmen (Bild 20) wählte die Arbeitsgemeinschaft Lenz Bau-AG./Grün & Bilfinger AG. einen vorher vorbereiteten hölzernen Dreiecksverband, der durch die Schaftwand hindurchgesteckt wurde und innen durch Keile gehalten war. Die hierauf betonierte erste Kragplatte von geringerer Ausladung trug dann später die Schalungstreifen der größeren Kragplatten, so daß dadurch sowohl der Ein- wie der Ausschaltungsvorgang zuverlässig und unfallsicher vonstatten ging.

In Egestorf wurde die Schalung mit Hilfe eines frei auskragenden, abgehundenen Rundholzgerüsts hergestellt (Bild 24), das sich aus radial angeordneten Fachwerkscheiben zusammensetzte. Darüber wurden in tangentialer Richtung Hochtäger und darüber wiederum

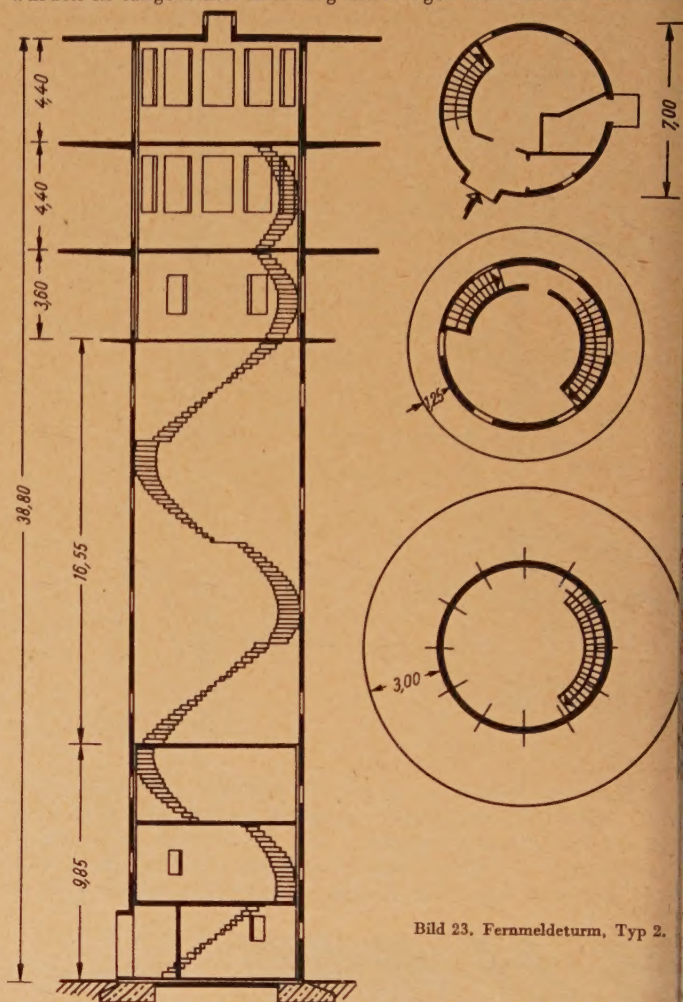


Bild 23. Fernmeldeturm, Typ 2.



Bild 21. Turm in Egestorf, Kragplattenschalung mit Rundholzgerüst.

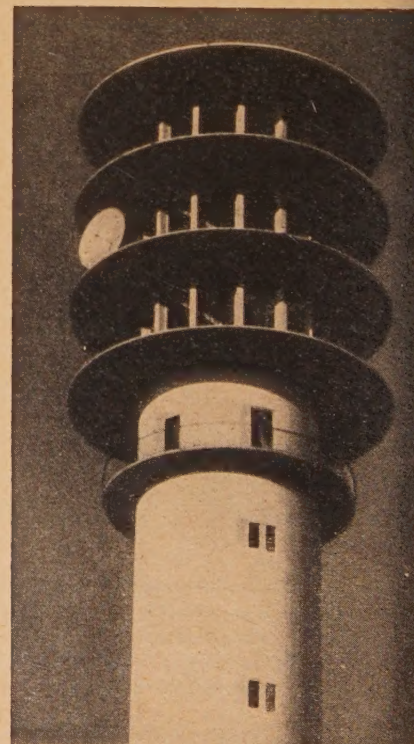


Bild 22. Ausgeschalter Kopfteil eines Turmes.



Bild 25. Fernmeldeturm in Mellendorf.

Schalzellen mit einer Deckschicht von 10 mm dicken Sperrholzplatten gelegt. Die ausgeschalteten

Untersichtsflächen waren, wie bei den anderen Türmen auch, wo Hartfaserplatten oder ähnliches in die Schalung eingelegt waren, sehr glatt und brauchten nicht besonders verputzt zu werden (Bild 22). Die Kragplatten sind im Inneren 25 cm dick und verlaufen nach außen hin auf 10 cm. Sie sind als

Kreisringplatten berechnet, und zwar unter Berücksichtigung einseitiger Nutzlast und starker Sonnenbestrahlung. Die der Sonnenbestrahlung besonders stark ausgesetzte Dachplattform wurde, um zu große Formänderungen aus Temperatur zu vermeiden, zusätzlich gegen Strahlungswärme mit Korkplatten abgedämmt.

An der Oberseite sind die Plattformen mit einem Bitumenanstrich versehen. Die Dachplattform ist mit einer doppelten Papplage abgedichtet, darüber liegt eine 6 cm dicke Schutzbetonschicht mit Streckmetalleinlage und einem Zementestrich. Bei den Randstreifen wurde Alkuta-Riffelblech für die Dichtung gewählt, damit bei starker Sonnenbestrahlung an den Rändern kein Bitumen auslaufen kann. Die großen Parabolspiegelantennen sind auf zwei in den Plattformen mit Fußstützen verankerten Profilstahlkränzen festgeschraubt.

Der zwölfstielige zentralsymmetrische Stockwerksrahmen der oberen Geschosse mit Pfeilern von 30/50 cm wurde unter der Annahme bemessen, daß die hohen Plattformenriegel unendlich steif gegenüber den Stielen sind.

Sämtliche Fenster und Türen an den Türmen wurden in Stahlkonstruktionen ausgeführt.

Nach den beim Bau der ersten drei Türme gemachten Bauerfahrungen wurde für die Ausführung der weiteren Türme Typ 2 (Bild 23) entwickelt. Diese Türme sind wesentlich niedriger, sie haben nur eine Höhe bis zu rund 40 m. Bei Wegfall des besonderen Treppenhauses wurde eine Stahltreppe mit Betonstufen gewählt, die spiralförmig an der Schaftwandung hochgeführt ist. Zu ihrer Befestigung wurden während des Leitvorganges Jordahl-Schienen einbetoniert. Die Dicke der Schaftwandung wurde bei jetzt nur 10 m Außendurchmesser auf 15 cm verringert. Man begnügte sich (Bild 24) mit der Gründung auf frostfreier Tiefe auf einem 1 m dicken Stahlbetonring mit einem äußeren Durchmesser von 90 m und einem inneren von 5 m. Durch Verankerung der Fensteröffnungen in den Antennengeschossen wurde es möglich, den Schaft im Gleitverfahren bis unter die Dachplattform gleichbleibender Dicke hochzuziehen. Dadurch

konnte die vorher geschilderte Stockwerksrahmendausbildung der Laterne in Wegfall kommen. Die Ausladung der Plattformen beträgt nur noch 3,0 m, sonst sind Ausführung und Einrichtung die gleiche wie bei den Türmen des Typs 1.

Die Gesamtausführungszeit bis zur Betriebsübergabe betrug bei den 70-m-Türmen rund acht Monate, wobei man berücksichtigen muß, daß der Baubeginn im Winter lag, und bei den 40-m-Türmen rund fünf Monate.

Die Bauwerke können auch vom architektonischen Standpunkt aus als gelungen betrachtet werden (Bilder 25, 26). Sie stellen der neuen Zweckbestimmung gemäß eine zwar ungewohnte Form dar, machen aber mit ihren wohlhabgewogenen Proportionen auf den vorurteilslosen Betrachter einen durchaus befriedigenden Eindruck und passen sich den gegebenen Landschaftsmerkmalen gut an. Der senkrecht hochstrebende Stahlbetonzylinder, der durch die

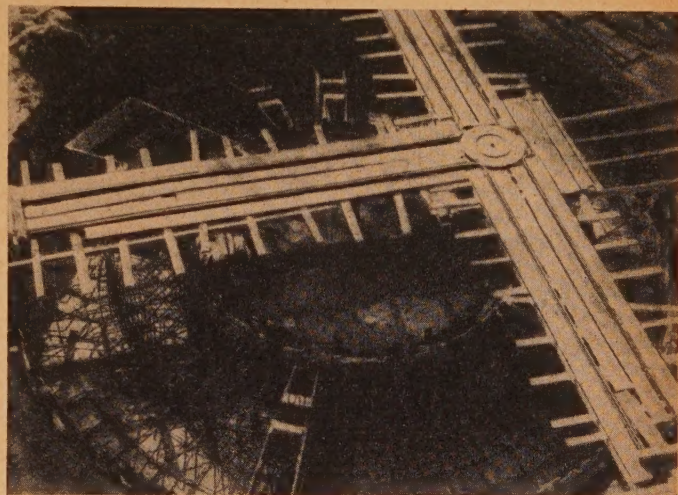


Bild 24. Gründung eines Turms vom Typ 2.

oberen Antennengeschosse mit den Plattformen bekrönt wird, erinnert trotz seiner zweckbestimmten Formgebung an ein organisches, pilzförmiges Gebilde.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß sich die Konstruktion der Türme in bezug auf Baufortschritt und Baustoffausnutzung, aber auch, und das ist ja besonders wichtig, für den Betrieb gut bewährt hat.

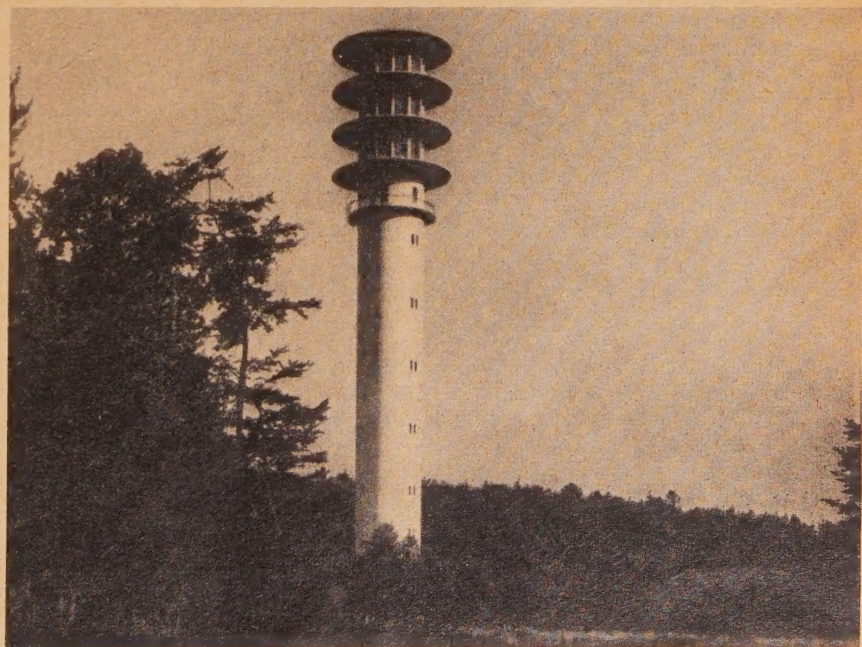


Bild 26. Fernmeldeturm in Egestorf.

Momentenüberlagerungen bei Stockwerksrahmen.

Von Dipl.-Ing. Anton Geißbreiter, Kaiserslautern.

1. Einleitung.

In „Beton und Stahlbeton“ 1950¹⁾ wurde ein Beitrag über die im Schrifttum wenig behandelte Frage der gegenseitigen Beeinflussung belasteter Rahmenstäbe veröffentlicht. Bei aller Würdigung des verwendeten Verfahrens der konjugierten Matrix, vermißt man jedoch die Entwicklung anschaulicher und einprägsamer Bilder, die allein geeignet sind, in der täglichen Praxis Aussicht auf Anwendung zu haben. Da vielerorts die Statik als notwendiges Übel empfunden wird, müssen Belastungsbilder nach Art der für den Durchlaufträger bekannten vorliegen, deren Verwendung keinen Zeitverlust bedingt. Es sollen daher nachfolgend diese Belastungsbilder und die notwendigsten theoretischen Zusammenhänge mitgeteilt werden, ausgehend von der leider wenig verbreiteten Erkenntnis, daß es sinnlos ist, einen Mehrfeld-Stockwerksrahmen mit irgendeiner der gebräuchlichen, mehr oder weniger komplizierten Verfahren unter alleiniger Zugrundelegung des Zustandes der Vollbelastung zu berechnen und die teilweise erheblichen Beiträge der gegenseitigen Beeinflussung einfach zu vernachlässigen. Vor allem bei den empfindlicheren Ausführungen in Stahl wird die Beurteilung des Überganges zum Labilitätszustand wesentlich schärfer und es kann sogar sicherheitsentscheidend sein, wenn die gegenseitige Beeinflussung nicht erfaßt ist. Bei Stahlbetonbauten hingegen, welche durchweg stabilitätsunempfindlicher sind, wird durch Erfassung der wechselseitigen Beeinflussung eine wesentliche Überschreitung der zulässigen Beanspruchung vermieden.

Wie schon wiederholt gezeigt²⁾ gewährt das Verfahren der Einspanngrade ein Höchstmaß an Einblick in das Tragwerk. Die folgenden Ausführungen fußen daher auch auf dieser Berechnungsart.

2. Der Einspanngrad.

Es sei zunächst in Erinnerung gebracht, was unter Einspanngrad verstanden wird.

Ein Stab $i-k$ sei an beiden Enden in andere Teile des Tragwerkes elastisch eingespannt. Im Zustande dieser elastischen Einspannung verdreht sich der Endquerschnitt i um den Winkel τ_i . Am Zustandekommen dieser Verdrehung sind drei wirkende Ursachen beteiligt:

Die vorhandene äußere Belastung p , welche im Punkte i den Verdrehungsanteil τ_{ip} hervorruft.

Das Einspannmoment M_K , welches im Punkte i die Verdrehung τ_{iM_K} hervorruft und schließlich das Einspannmoment M_i selbst, welches im Punkte i die Verdrehung τ_{iM_i} hervorbringt.

Die Gesamtverdrehung des Punktes i im betrachteten Zustand ergibt sich nach dem Überlagerungsgesetz als die algebraische Summe der vorbeschriebenen drei Komponenten, somit

$$\tau_i = \tau_{ip} + \tau_{iM_K} + \tau_{iM_i}.$$

Bei gedachter freier Drehbarkeit des Stabendes i , also bei Wegfall der Einspannung im Punkte i , verdreht sich der Endquerschnitt um den Winkel τ_{io} . Am Zustandekommen dieser Verdrehung sind zwei wirkende Ursachen beteiligt.

Die vorhandene äußere Belastung p , welche im Punkte i den Verdrehungsanteil τ_{ip} hervorruft, und das Einspannmoment M_K , welches im Punkte i den Verdrehungsanteil τ_{iM_K} hervorbringt. Die Gesamtverdrehung im nun betrachteten Zustand ergibt sich wieder als Summe der vorbeschriebenen Komponenten, somit

$$\tau_{io} = \tau_{ip} + \tau_{iM_K}.$$

Als Einspanngrad im Punkte i wird nun das Verhältnis angesetzt:

$$\varepsilon_i = \frac{\tau_{io} - \tau_i}{\tau_{io}}.$$

Entsprechend dieser Begriffsbestimmung ist somit der Einspanngrad eines gelenkig angeschlossenen Stabendes $\varepsilon_i = 0$, hingegen der Einspanngrad eines fest oder vollkommen eingespannten Stabendes $\varepsilon_i = 1$.

Mit Hilfe dieses Einspanngrades ist es verhältnismäßig einfach, zum Rahmen mit unendlich vielen Feldern und unendlich vielen Stockwerken vorzustoßen, bei dem unter gewissen Voraussetzungen einfache und für den Geübten sofort ablesbare Ergebnisse entstehen und sich einprägsame Bilder der ungünstigsten Lastfälle entwickeln lassen.

3. Das Vorzeichen.

Es ist nun nötig, sich von Anfang an vor Augen zu halten, daß die Beurteilung von gegenseitigen Einflüssen belasteter Stäbe wesentlich mit dem Vorzeichen der betrachteten statischen Größen zusammenhängt. Das Vorzeichen ist bekanntlich kein naturgegebenes Prädikat, sondern ein Hilfsmittel, das nur dazu dient, einen Teil von seinem Gegenteil unterscheidbar zu machen, also ein wesentlich relatives Merkmal einer statischen Größe. Man muß sich darum vor Inangriffnahme einer statischen Berechnung darüber klar werden, was man als positiv und was man als negativ zu bezeichnen wünscht. Wie man die Wahl trifft, ist an sich völlig gleichgültig. Wird die getroffene Festsetzung dann im Laufe der Rechnung folgerichtig beibehalten, so muß die Berechnung, soweit sie die Vorzeichen der statischen Größen betrifft, richtig sein. Es sei in diesen Zusammenhänge gestattet, auf die auch in dieser Beziehung muster-gültigen Bücher von Prof. Kleinogel zu verweisen, der bekanntlich in seinen Abbildungen je eine Seite eines Stabes mit einer gestrichelten Linie versehen hat. Treten an diesen Stabseiten sodann Zugspannungen auf, werden die sie hervorruhenden Momente als positiv, andernfalls als negativ bezeichnet. Die Bezeichnung dieser Stabseiten sollte immer der erste Schritt sein bei der Berechnung eines umfangreichen Rahmentragwerkes.



Bild 1.

Bild 1 stellt den mittleren Ausschnitt eines sich nach allen Richtungen mit unendlich vielen Feldern und Stockwerken erstreckenden „Unendlichfeldringes“ dar. Die der Reihe nach untersuchten Querschnitte der Stiele und Riegel sind mit Querstrichen kenntlich gemacht. Die als positiv angenommenen Seiten sind durch eine gestrichelte Linie dargestellt.

4. Die wichtigsten elastischen Beziehungen.

Vorerst seien noch die wichtigsten Beziehungen am elastisch eingespannten Stab bzw. an einer Gruppe von im gemeinsamen Knotenpunkt elastisch eingespannten Stäben in Erinnerung gebracht.

Geometrische Steifigkeit des Stabes $i-K$:

Die geometrische Steifigkeitsziffer des Stabes $i-K$ ist gegeben durch:

$$\lambda_{iK} = \frac{J_{iK} S_0}{J_0 S_{iK}}$$

wobei J_0 und S_0 Trägheitsmoment und Netzlänge eines beliebigen Vergleichsstabes bedeuten.

Elastische Steifigkeit des Stabes $i-K$:

Der Stab $i-K$ ist an seinem linken Ende i mit dem Einspanngrad ε_i , an seinem rechten Ende K mit dem Einspanngrad ε_K elastisch eingespannt und besitzt daher zwei im allgemeinen voneinander verschiedene elastische Steifigkeitsziffern. Berücksichtigt man die elastische Einspannung im Knoten i , so lautet die elastische Steifigkeitsziffer:

$$\lambda'_{iK} = \frac{\lambda_{iK}}{1 - \frac{1}{4} \varepsilon_i}.$$

Berücksichtigt man hingegen die elastische Einspannung im Knoten K , so lautet die elastische Steifigkeitsziffer

$$\lambda'_{Ki} = \frac{\lambda_{iK}}{1 - \frac{1}{4} \varepsilon_K}.$$

Das Verteilungsgesetz:

Im Knoten K (dreifacher Knoten) sind elastisch angeschlossen: Stab $i-K$, der als Laststab betrachtet wird, ferner die Stäbe a , b , c , die an ihren Enden A , B , C mit den Einspanngraden ε_a , ε_b , ε_c elastisch eingespannt sind. Die Stäbe a , b und c besitzen die

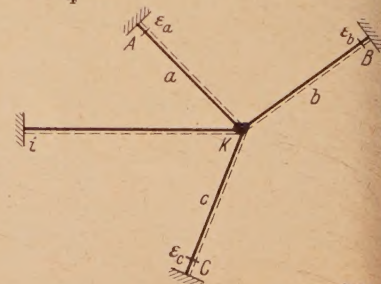


Bild 2.

¹⁾ Lamberg, Ungünstige Belastung von Stockwerkrahmen. B. u. St. 45 (1950), Heft 11 S. 254–256.

²⁾ Vgl. B. u. E. 38 (1939), Heft 9, S. 154–158, und 39 (1940), Heft 17, S. 245–247.

astischen Steifigkeitsziffern:

$$\lambda'_a = \frac{\lambda_a}{1 - \frac{1}{4} \varepsilon_a}; \quad \lambda'_b = \frac{\lambda_b}{1 - \frac{1}{4} \varepsilon_b}; \quad \lambda'_c = \frac{\lambda_c}{1 - \frac{1}{4} \varepsilon_c}$$

ie elastischen Steifigkeitsziffern mit Berücksichtigung der Einspannung im Knoten K werden hier nicht benötigt.)

Wenn nun der Stab $i-K$ belastet wird, entstehen die Einspannungsmomente M_i und M_K . Das Moment M_K verteilt sich auf angeschlossenen Stäbe a, b und c so, daß in den angeschlossenen Stäben die Momente M_{Ka} , M_{Kb} und M_{Kc} entstehen von der Größe (zunächst ohne Berücksichtigung der Vorzeichen)

$$M_{Ka} = M_K \frac{\lambda'_a}{\lambda'_a + \lambda'_b + \lambda'_c}$$

$$M_{Kb} = M_K \frac{\lambda'_b}{\lambda'_a + \lambda'_b + \lambda'_c}$$

$$M_{Kc} = M_K \frac{\lambda'_c}{\lambda'_a + \lambda'_b + \lambda'_c}$$

ie man sofort sieht, besteht die Beziehung:

$$M_K = M_{Ka} + M_{Kb} + M_{Kc}.$$

us Weiterleitungsgesetz.

Die eben berechneten Anschlußmomente M_{Ka} , M_{Kb} und M_{Kc} pflanzen sich über die unbelasteten Stäbe a, b und c fort und ergeben an den Einspannstellen A, B, C folgende Einspannmomente:

$$M_A = -\frac{1}{2} \varepsilon_a \cdot M_{Ka}$$

$$M_B = -\frac{1}{2} \varepsilon_b \cdot M_{Kb}$$

$$M_C = -\frac{1}{2} \varepsilon_c \cdot M_{Kc}.$$

Die Vorzeichenregel.

Im Bild 2 wurden die als positiv angenommenen Stabseiten durch eine gestrichelte Linie gekennzeichnet.

Es besteht nun folgende einfache Vorzeichenregel:

Das verteilte Moment (M_K) ist mit dem Teilmoment (M_{Ka} , M_{Kb} , M_{Kc}) von gleichem Vorzeichen, wenn bei einer gedachten Streckung der Stabachsen in eine gemeinsame Gerade, die gestrichelten Seiten auf der gleichen Seite der gestreckten Achse liegen.

Es entsteht demnach bei der Verteilung von M_K nach den Stäben a und b kein Vorzeichenwechsel, wohl aber bei der Verteilung von M_K nach c .

Man erhält dann ein Momentenbild am Knoten K (Bild 3), dessen Richtigkeit auch daraus ersichtlich ist, daß die Teilmomente den Knoten entgegengesetzt drehen wie das verteilte Moment.

Anwendung auf den Unendlichring (Bild 1).

Bild 1 stellt einen Vielfachring mit nach unendlich divergierender Anzahl sowohl waagerechter als auch senkrechter Ringreifen. Trifft man nun folgende, das Grundsätzliche nicht beeinflussende, die mathematischen Darlegungen jedoch ganz wesentlich vereinfachende Voraussetzung:

$$\lambda_{12} = \lambda_{23} = \dots = \lambda_{iK} = \lambda_{Km} = \dots = \lambda_{\infty}$$

h. konstante Stabsteifigkeiten aller Säbe des Vielfachringes, so kann ausgesprochen werden³⁾:

Sämtliche Einspanngrade sind einander gleich. Jede Einspannstelle ist durch 3 Stäbe angeschlossen, die ihrerseits wieder mit demselben Einspanngrad eingespannt sind wie die Einspannstelle selbst. Für den Grenzwert des Einspanngrades läßt sich die Gleichung setzen:

$$\varepsilon = \frac{3 \cdot \frac{4}{4 - \varepsilon}}{3 \cdot \frac{4}{4 - \varepsilon} + 1} = \frac{12}{16 - \varepsilon} \quad \text{und hieraus:}$$

Der Beweis der folgenden Sätze und Gleichungen bleibt einer umfassenderen Arbeit vorbehalten.

$$\varepsilon = 2(4 - \sqrt{13}) = 0,7889 \approx 0,79.$$

Die Genauigkeit von 2 Dezimalen ist hierbei vollkommen genügend. Die Diskussion der Funktion des relativen Fehlers:

$$\frac{\partial M_1}{\partial \varepsilon_1} = -\frac{8}{(4 - \varepsilon_1 \varepsilon_2)^2} \cdot \mathcal{L} + \frac{4 \varepsilon_2}{(4 - \varepsilon_1 \varepsilon_2)^2} \cdot \mathcal{R}$$

ergibt folgenden Satz:

Einspanngrade $\varepsilon \geq 0,3$ sind auf 2 Dezimalen,

Einspanngrade $\varepsilon < 0,3$ sind auf 3 Dezimalen

zu berechnen.

Der oben gegebene Grenzwert des Einspanngrades erfüllt auch die Summenbedingung des dreifachen, also vierstäbigen Knotens:

$$n < i \sum_{j=1}^{n+1} \varepsilon_i < \frac{4n(n+1)}{4(n+1)-1}, \quad \text{bei } n=3$$

$$3 < \sum_{i=1}^4 \varepsilon < 3,20, \quad \text{da } 4 \cdot 0,7889 = 3,16 < 3,20.$$

Für die Zwecke der folgenden Entwicklungen kann für den Grenzwert des Einspanngrades unbedenklich $\varepsilon = 0,80$ angesetzt werden.

7. Die gegenseitige Beeinflussung.

Bei der Beeinflussung eines Querschnitts durch einen entfernt liegenden belasteten Stab bestehen gemäß Bild 4 mehrere Möglichkeiten.

Die Belastung des Stabes 6—7 beeinflusst das Einspannmoment im Querschnitt $a-a$ des Riegels 1—2 in der Weise, daß das Einspannmoment des Stabes 6—7 sich im Knoten 6 verteilt in den anschließenden Riegel 5—6 und in die beiden anschließenden Stiele zu berechnen.

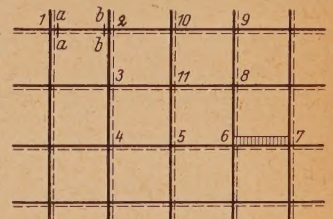


Bild 4.

Der Weiterweg dieser beiden Stielmomente wird zunächst nicht verfolgt. Das in Riegel 5—6 bei

6 auftretende Einspannmoment pflanzt sich über den unbelasteten Riegel 5—6 nach Punkt 5 fort und wird dort wieder verteilt in den Riegel 4—5 und in die beiden anschließenden Stiele, deren Momente vorläufig gleichfalls nicht weiter verfolgt werden. Das Rieglmoment bei 5 pflanzt sich nach 4 fort und wird dort wieder verteilt, wobei jetzt das bei 4 im Stiele 3—4 auftretende Fußmoment betrachtet wird. Dieses pflanzt sich nach dem Kopf bei 3 fort und wird dort verteilt, unter anderen auch nach dem Fuß des Stieles 2—3, von wo es sich nach dem Kopf bei 2 fortpflanzt. Das Kopfmoment des Stieles 2—3 wird bei 2 wieder verteilt und ergibt einen Beitrag im Querschnitt $b-b$ des Riegels 1—2, von wo es sich zum untersuchten Querschnitt $a-a$ fortpflanzt.

Auf dem Wege vom Laststab 6—7 zum Querschnitt $a-a$ des Riegels 1—2 hat das Einspannmoment M_6 folgende Veränderungen durchgemacht:

Verteilungen in den Knoten 6, 5, 4, 3 und 2, also insgesamt 5 Verteilungen und

Fortpflanzungen über die Stäbe: 5—6, 4—5, 3—4, 2—3 und 1—2, also insgesamt 5 Fortpflanzungen. Auf dem Wege von 6 nach 1 a sind nach den gegebenen Regeln folgende Vorzeichenwechsel eingetreten:

- Von 6—7 nach 5—6: kein Vorzeichenwechsel
- Von 5—6 nach 4—5: kein Vorzeichenwechsel
- Von 4—5 nach 3—4: Vorzeichenwechsel
- Von 3—4 nach 2—3: kein Vorzeichenwechsel
- Von 2—3 nach 2 b : Vorzeichenwechsel
- Von 2 b nach 2 a : Vorzeichenwechsel (wie bei jeder Fortpflanzung).

Da das Einspannmoment des Stabes 6—7 laut Bild 4 (bei positiver Belastung) negativ ist, ergibt sich der Beitrag dieses Momentes an der Stelle 1 a positiv. Die Vorzeichenreihenfolge auf dem Wege von 6 nach 1 a ist:

— + + — + — — + — +

Hieraus ist zunächst folgendes ersichtlich:

Da der Beitrag des Stabes 6—7 zum Einspannmoment M_{1a} positiv ist, darf der Stab 6—7 dann nicht belastet werden, wenn das größte Einspannmoment M_{1a} (welches ja negativ ist) berechnet werden soll.

Auf dem beschriebenen Weg von 6 nach 1 a sind ausgeführt worden: 5 Verteilungen und 5 Fortpflanzungen.

Wenn hingegen der Einfluß des Stabes auf den Querschnitt $b-b$ des Riegels 1–2 untersucht werden soll, sind bei Einhaltung des gleichen Weges erforderlich: 5 Verteilungen und 4 Fortpflanzungen.

Je nach Lage des untersuchten Querschnittes zum beeinflussenden Stab sind also im allgemeinen erforderlich:

- entweder n Verteilungen und n Fortpflanzungen,
- oder n Verteilungen und $n - 1$ Fortpflanzungen.

Auf Grund der gemachten Voraussetzungen der konstanten geometrischen Steifigkeitsziffern und der sich daraus ergebenden Konstanz der Einspanngrade, sowie der Größe dieses Einspanngrades beträgt nun:

$$\text{jeder Verteilungsfaktor } v = \frac{1}{3} \text{ und}$$

$$\text{jeder Weiterleitungsfaktor } w = \frac{1}{2} \cdot \varepsilon = \frac{1}{2} \cdot 0,80 = 0,40.$$

Bezeichnet man allgemein das Produkt aller Verteilungsfaktoren von v_1 bis v_n mit $\Pi_n v$ und das Produkt aller Weiterleitungsfaktoren von w_1 bis w_n bzw. w_1 bis w_{n-1} mit $\Pi_n w$ bzw. $\Pi_{n-1} w$, so erhält man den Einfluß eines Anfangsmomentes M_a (z. B. M_6 in Bild 4) auf ein Endmoment M_e (z. B. M_{1a} in Bild 4) auf dem Wege über n Verteilungen und n bzw. $n - 1$ Weiterleitungen aus:

$$M_e = \Pi_n v \cdot \Pi_n w \cdot M_a \text{ oder}$$

$$M_e = \Pi_n v \cdot \Pi_{n-1} w \cdot M_a.$$

Setzt man: $\Pi_n v \cdot \Pi_n w = \mu_{nn}$ und

$$\Pi_n v \cdot \Pi_{n-1} w = \mu_{n-1},$$

dann ist: $M_e = \mu_{nn} M_a$ bzw.

$$M_e = \mu_{n-1} M_a.$$

Im besonderen vorliegenden Falle ist nun

$$\mu_{nn} = \left(\frac{1}{3}\right)^n \cdot (0,40)^n = \left(\frac{0,40}{3}\right)^n \text{ und}$$

$$\mu_{n-1} = \left(\frac{1}{3}\right)^n \cdot (0,40)^{n-1} = \left(\frac{1}{3}\right)^n \cdot (0,40)^n \cdot (0,40)^{-1} =$$

$$= \frac{1}{0,40} \cdot \left(\frac{0,40}{3}\right)^n$$

somit $\mu_{n-1} = 2,5 \mu_{nn}$.

Es ergeben sich der Reihe nach folgende Werte:

$$n = 1: \mu_{1/0} = 0,333 \text{ oder } 33\frac{1}{3}\%$$

$$\mu_{1/1} = 0,133$$

$$n = 2: \mu_{2/1} = 0,0444$$

$$\mu_{2/2} = 0,0178$$

$$n = 3: \mu_{3/2} = 0,00593$$

$$\mu_{3/3} = 0,00237$$

$$n = 4: \mu_{4/3} = 0,000790$$

$$\mu_{4/4} = 0,000316$$

$$n = 5: \mu_{5/4} = 0,000105$$

$$\mu_{5/5} = 0,0000422 \text{ oder } 0,004\%$$

Ehe nun Schlüsse über die rechnerisch zu verwertende Länge des Verteilungs- oder Beeinflussungsweges gezogen werden, muß wieder auf Bild 4 zurückgegriffen werden.

In den vorstehenden Ausführungen wurde die Beeinflussung auf dem Wege 6–5–4–3–2–1 besprochen. Das in Punkt 6 im Querschnitt des Riegels 6–7 verteilte Moment geht in den benachbarten Riegel 5–6, z. T. aber auch in die in Punkt 6 angeschlossenen Stiele und zwar nach den Voraussetzungen zu gleichen Teilen. Das im Fuß des Stieles 6–8 eingeleitete Moment nimmt zum betrachteten Querschnitt 1 a neben anderen auch den Weg 6–8–9–10–2–1 und erzeugt im Querschnitt 1 a ein Moment mit positiven Vorzeichen, also mit gleichem Vorzeichen wie das auf dem Wege 6–5–4–3–2–1 entstandene Moment. Seine Größe kann sofort angeschrieben werden, da es 5 Verteilungen und 5 Weiterleitungen mitzumachen hat. Es ist somit $\mu_{5/5} = 0,004\%$ maßgebend.

Schließlich sind noch folgende Wege von 6 nach 1 möglich:

von 6 über 5, 11, 3, 2 nach 1

von 6 über 5, 11, 10, 2 nach 1

von 6 über 8, 11, 3, 2 nach 1 und

von 6 über 8, 11, 10, 2 nach 1.

Auch auf diesen Wegen ergibt sich ein positiver Beitrag im Querschnitt 1 a über 5 Verteilungen und 5 Weiterleitungen, d. h. auch für diese Wege ist wieder $\mu = 0,004\%$.

Man erkennt aus Bild 4 ohne weiteres, daß sämtliche anderen möglichen Beeinflussungen höhere Verteilungszahlen und Weiterleitungszahlen, somit einen niedrigeren μ -Wert ergeben, als die 6

vorbeschriebenen Wege. Sie können aus diesem Grunde außer Betracht bleiben.

Die Gesamtwirkung im Querschnitt 1 a besteht also (ohne die Genauigkeit maßlos zu übertreiben) aus den sechs oben beschriebenen Einzelwirkungen. Somit ist der aus der Belastung des Stabes 6–7 für den Querschnitt 1 a maßgebende Anteil: $6 \cdot 0,004 = 0,024\%$.

Für die praktische Berufsarbeit ist selbstverständlich ein Beitrag von 0,024% des Ausgangswertes auch dann belanglos, wenn der beeinflusste Endwert und der Ausgangswert nicht von gleicher Größenordnung sind. Z. B. beeinflusster Endwert 10 tm, beeinflussender Ausgangswert 100 tm; $0,024\%$ von 100 = $0,024$ tm = $0,24\%$ des Endwertes, also vollkommen belanglos.

Der Einfluß des belasteten Stabes 6–7 auf den Querschnitt 1 a wurde nur so ausführlich besprochen, um das Wesen der Beeinflussung möglichst deutlich aufzuzeigen. In der Regel sind beeinflussende Größe und beeinflusste Größe von annähernd der gleichen Größenordnung. Eine Genauigkeit von 1% kann für alle Fälle als ausreichend angesehen werden. Dies bedeutet, daß $\mu_{3/3} = 0,24\%$ die für einen Beeinflussungsweg einzuhaltende Grenze darstellt.

Mit anderen Worten:

Der Einfluß von Stäben, welche vom betrachteten Querschnitt weiter entfernt sind als 3 Verteilungen und 3 Weiterleitungen, kann unbedenklich vernachlässigt werden. Für Bild 4 bedeutet dies, daß z. B. der Einfluß des belastet gedachten Stabes 11–8 auf den Querschnitt 1 a gerade noch zu berücksichtigen wäre. Für diesen Stab ergeben sich zwei Beeinflussungswege von der Größenordnung $\mu_{3/3}$ (die Wege mit $\mu < \mu_{3/3}$ bleiben selbstverständlich unberücksichtigt), nämlich der Weg von 11 über 3, 2 nach 1 a und der Weg von 11 über 10, 2 nach 1 a. Beide Wege führen je über 3 Verteilungen und 3 Weiterleitungen und ergeben jeder für die Stelle 1 a einen positiven Beitrag, wenn der Ausgangswert (Moment M_{11}) negativ ist. Somit ist der (praktisch genügend genaue) Gesamteinfluß auf die Stelle 1 a:

$$2 \mu_{3/3} = 2 \cdot 0,24 \sim 0,5\%.$$

Obwohl dieser Wert erst die Hälfte der gesetzten Grenze von 1% ist, kann die Grenze nicht näher an Stelle 1 a geschoben werden, weil die gemachten idealisierenden Voraussetzungen praktisch nur selten erfüllt sein werden, so daß die gesetzte Grenze von 1% gewahrt bleiben wird.

8. Entwicklung der Schaubilder.

Auf Grund der vorgetragenen Überlegungen bezüglich Momentenverteilung und Momentenweiterleitung wurden nun die nachfolgenden Schaubilder für den praktischen Gebrauch entworfen (Bild 5). Hierbei wurden sämtliche Querschnitte von Riegel und Stiel erfaßt, welche statisches Interesse erwecken und zwar:

Bild 5a : linkes negatives Riegel-Einspannmoment

„ 5b : linkes positives Riegel-Einspannmoment

„ 5c : rechtes negatives Riegel-Einspannmoment

„ 5d : rechtes positives Riegel-Einspannmoment

„ 5e : negatives Stiel-Fußmoment

„ 5f : positives Stiel-Fußmoment

„ 5g : negatives Stiel-Kopfmoment

„ 5h : positives Stiel-Kopfmoment

„ 5i : Horizontalschub $H_{\max}$, Aktion nach links gerichtet

„ 5k : Horizontalschub $H_{\min}$ Aktion nach rechts gerichtet

„ 5l : Feldmoment des Riegels, positiv, Zug unten

„ 5m : Feldmoment des Riegels, negativ, Zug oben

In sämtlichen Bildern 5a bis 5m wurden alle zu belasteten Felder durch Eintragung einer Gleichlast gekennzeichnet, auch jene Felder, deren Belastung vernachlässigt werden kann, also Felder mit $\mu < \mu_{3/3}$. Dies wurde durchgeführt, um die Einprägsamkeit zu fördern und den Rhythmus der Wechselbelastung klar hervortreten zu lassen. Bei jenen Feldern, deren Belastung berücksichtigt werden muß (Genauigkeitsgrenze $\sim 1\%$), wurde die Belastung durch eine starke volle Linie angedeutet, bei den übrigen Feldern durch eine Schraffur der Belastungsrechtecke.

9. Die Anwendung.

Der praktische Gebrauch der Tafeln geht nun folgendermaßen vor sich:

Man zeichnet das gegebene Rahmensystem im Maßstab der Bilder 5 auf durchsichtigem Papier auf, wobei die Verschiedenheit der Feldweiten und Stockwerkhöhen vernachlässigt wird. Nun

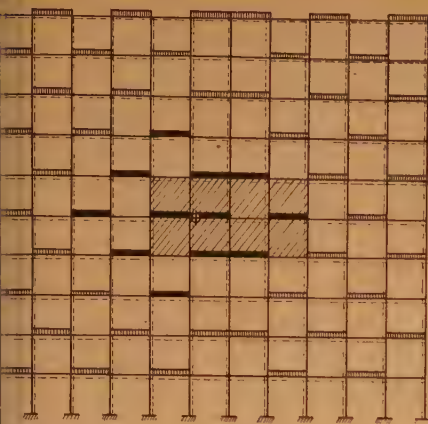


Bild 5a. Linkes negatives Riegel-Einspannmoment.

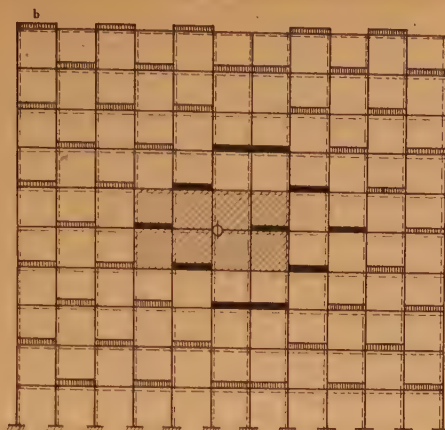


Bild 5b. Linkes positives Riegel-Einspannmoment.

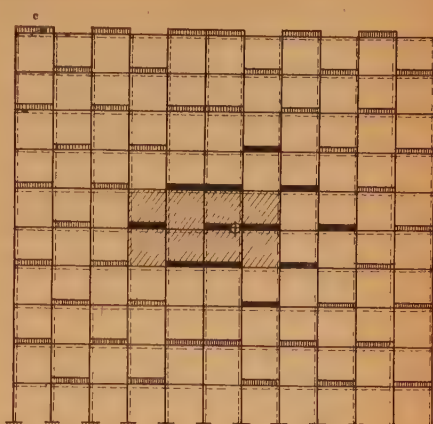


Bild 5c. Rechtes negatives Riegel-Einspannmoment.

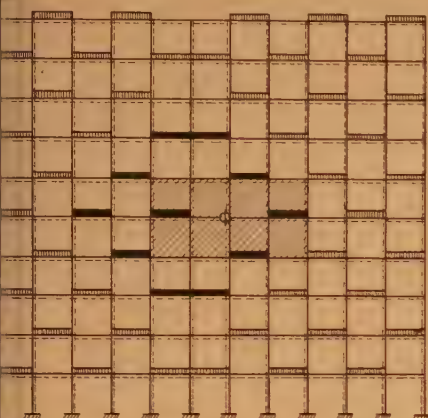


Bild 5d. Rechtes positives Riegel-Einspannmoment.

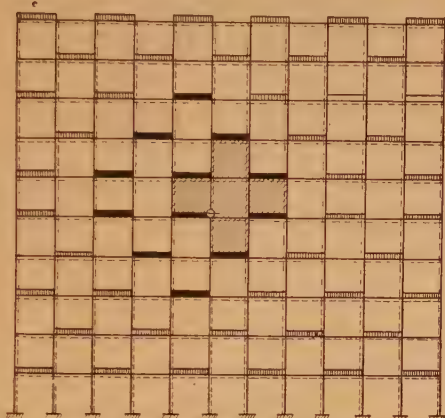


Bild 5e. Negatives Stiel-Fußmoment.

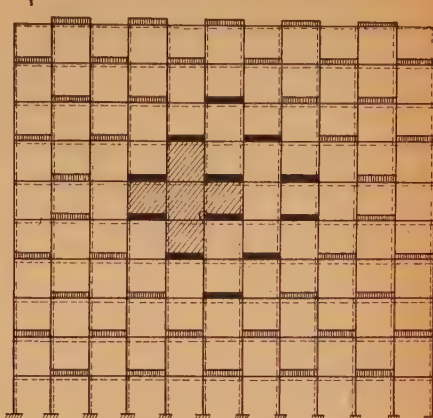


Bild 5f. Positives Stiel-Fußmoment.

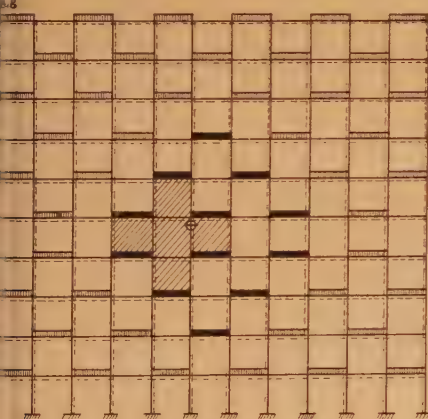


Bild 5g. Negatives Stiel-Kopfmoment.

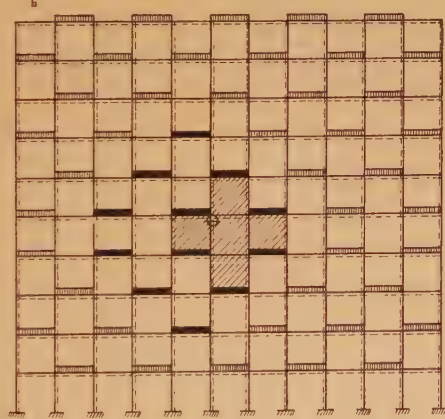


Bild 5h. Positives Stiel-Kopfmoment.

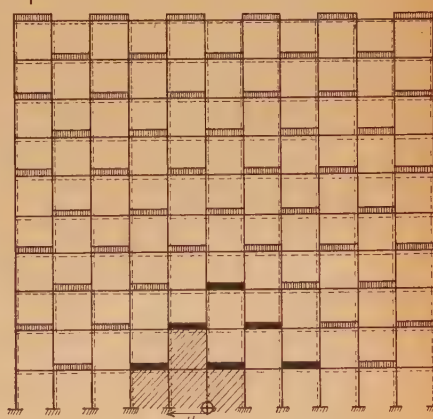


Bild 5i. Horizontalschub $H_{\max}$, Aktion nach links
(Kopfmoment: negatives Maximum, Fußmoment: positives Maximum).

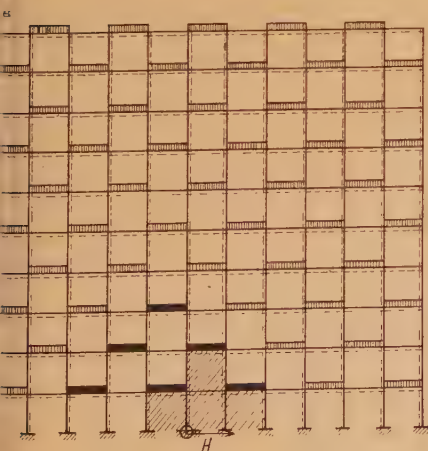


Bild 5k. Horizontalschub $H_{\min}$, Aktion nach rechts
(Kopfmoment: positives Maximum, Fußmoment: negatives Maximum).

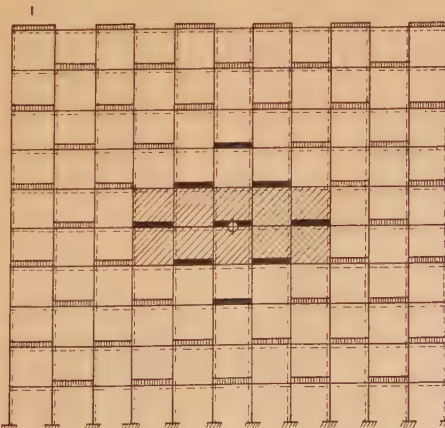


Bild 5l. Positives Feldmoment (Zug unten).

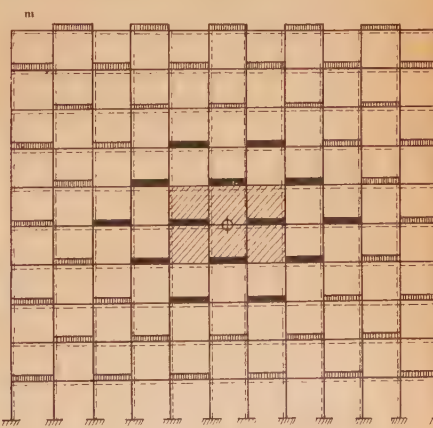


Bild 5m. Negatives Feldmoment (Zug oben).

kennzeichnet man den zu untersuchenden Querschnitt auf der angefertigten Skizze, legt sie auf das entsprechende zugehörige Bild und verschiebt sie, bis der angezeichnete Querschnitt mit dem Querschnitt des Bildes zur Deckung gebracht ist. Man braucht sodann nur mehr alle mit vollen schwarzen Linien bezeichneten Felder auf die Skizze zu übertragen und hat damit die Belastungsgrundlage für die weitere Berechnung, die nach irgendeinem der üblichen Verfahren (Groß, Kani, Drehwinkel, Einspanngrade usw.) durchgeführt werden kann.

10. Schlußwort.

Abschließend sei zu den Bildern 5a bis 5m noch folgendes bemerkt:

Alle Bilder umfassen drei Genauigkeitsgrade:

a) Die 100%ige Genauigkeit, gekennzeichnet durch Belastung so-

wohl mit den voll schwarz als auch mit den schraffiert dargestellten Belastungsrechtecken.

Dieser Belastungsfall hat, dies sei ausdrücklich betont, keine praktische Bedeutung und soll, wie schon gesagt, nur den Rhythmus vor Augen führen.

b) Die immer ausreichende, sehr große Genauigkeit, gekennzeichnet durch Belastung mit den voll schwarz dargestellten Belastungsrechtecken.

c) Die fast immer ausreichende, genügend große Genauigkeit, gekennzeichnet durch Belastung mit jenen schwarz dargestellten Belastungsrechtecken, welche am Rande oder innerhalb der schräg schraffierten Flächen liegen.

Gegenüber der in Punkt b) beschriebenen Belastung unterscheidet sie sich durch Vernachlässigung aller Einflüsse, deren Prozentsatz $\mu \leq \mu_{3/3}$ bzw. $\mu \leq \mu_{3/2}$ ist.

Grundsätzliches zum Vorspannen von Flächentragwerken.

Von Dr.-Ing. Gotthard Franz, Bad Vilbel.

(Schluß aus Heft 5.) *

3. Scheiben.

Die Scheiben besitzen sowohl als selbständige Bauglieder als auch miteinander zu Faltwerken verbunden große Bedeutung im Bauwesen. Das Bedürfnis, sie vorzuspannen, ist jedoch meist nicht so groß wie bei Balken und Platten, da bei ihnen infolge ihrer großen Nutzhöhe nur verhältnismäßig geringe Zugspannungen auftreten, mithin die Reißgefahr wesentlich kleiner als bei Traggliedern mit geringerer Nutzhöhe ist. Die niedrige Beanspruchung des Betons bringt es ferner mit sich, daß die Bewehrung im Verhältnis zum Betonquerschnitt geringer als bei niedrigen Balken ist, so daß die wirtschaftliche Ersparnis durch Vorspannung der Bewehrung nicht so sehr ins Gewicht fällt.

Einige Probleme der Schalenstatik haben wir bereits gelegentlich der Untersuchung lokaler Horizontalkräfte in Platten kennengelernt. Die Wege zur Behandlung dieser Probleme findet man im Zusammenhang dargestellt bei [2, S. 712] und [10, S. 17].

Wir wollen als einfaches Beispiel die Seitenwand eines Silos betrachten. Der Spannungszustand ist von Bay [3] und Dischinger [7] eingehend untersucht, wobei die Annahme getroffen wurde, daß die Belastung auf den oberen und unteren Rand wirkt und die Scheibe an den unteren Ecken gestützt ist (Bild 31). Die waagerechten Zugspannungen in der Mittelsenkrechten nehmen hiernach vom unteren Rand aus nach oben rasch ab. Wenn man dementsprechend ein

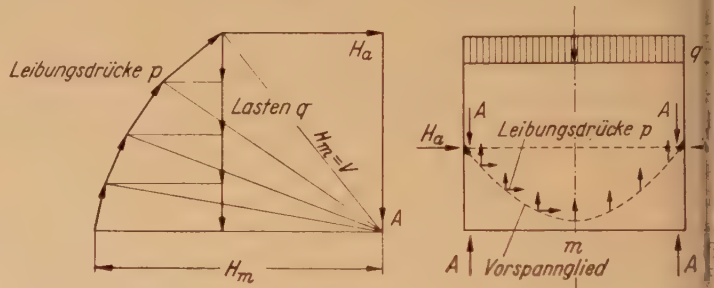


Bild 33. Aufnahme der Randbelastung einer Scheibe durch ein parabolisch gekrümmtes Spannglied.

Spannglied konstant ist. Zusammen mit der waagerechten Komponente H_a der Verankerungskraft, die sich sehr rasch in der Scheibe verteilt, erzeugen sie horizontal verlaufende Druckspannungen im Beton. Der Grund für die weitaus bessere Wirkung gekrümmter Spannglieder liegt darin, daß sich diese den stark gekrümmten Hauptzugspannungsrichtungen der Scheibe gut anpassen, während in einem Balken die Zugspannungstrajektorien gestreckter verlaufen und daher auch ein gerades Spannglied noch seinen Zweck erfüllt.

Wir geraten jedoch in Schwierigkeiten, wenn ein über mehrere Felder durchlaufender Scheibenträger vorgespannt werden soll. Die Spannungsverteilung aus der Belastung ist wohl ebenfalls untersucht [7], aber eine entsprechende Führung der Spannglieder ist konstruktiv nicht durchführbar, weil die entsprechenden starken Krümmungen zu große Reibungen verursachen würden. Man wird sich daher mit abschnittweiser Deckung der Zugspannungslinien begnügen müssen.

Angeichts der mathematischen Schwierigkeiten der Scheibenprobleme, die bis auf einige Sonderfälle nur bei gleichbleibender Dicke einer Lösung zugänglich sind, muß man meist darauf verzichten, die Wirkung anschließender Konstruktionsteile zu berücksichtigen. Dies betrifft beispielsweise bei einer Silowand die anschließenden Trichter und Decken oder die Gurte hoher Träger, die man nicht mehr nach der üblichen Balkenbiegungslehre berechnen kann (Bild 34). Man muß sich bewußt sein, daß diese störenden Glieder den Lastspannungszustand im Steg und den Zug in einer schlaffen Bewehrung weniger beeinflussen als den Vorspannungszustand, den eine gerade Bewehrung im Zuggurt hervorruft. Dies spricht ebenfalls für die Anwendung gekrümmter Spannglieder, vor allem, wenn sie so bemessen werden, daß ihre Leibungskräfte die Gesamtlast aufnehmen. Die Behinderung durch anstoßende Bauteile spielt dann nur noch eine untergeordnete Rolle.

Wir stoßen hier wiederum auf den grundsätzlichen Unterschied

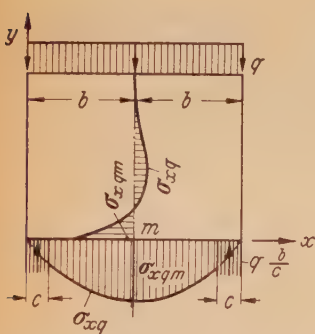


Bild 31. Spannungen in einer an den Ecken gestützten, am oberen Rande durchgehend belasteten Scheibe (Silowand).

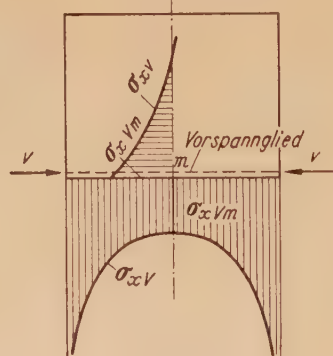


Bild 32. Spannungen in einer Scheibe mit einem geraden Spannglied am unteren Rand.

gerades Spannglied am unteren Rand vorsieht, so ist dessen Wirkung an den Ecken am größten und nimmt nach der Mitte zu stark ab [5] (Bild 32), wie wir das schon bei dem Plattenstreifen sahen, so daß die σ_{xv} am unteren Rand gerade entgegengesetzt den σ_{xp} verlaufen. Diese Art der Vorspannung ist also ungeeignet, von dem ebenfalls unpassenden Schubspannungsverlauf insbesondere an den Enden abgesehen. Es wäre daher besser, ein gekrümmtes Spannglied anzuwenden (Bild 33), dessen Leibungskräfte p unmittelbar der Last q entgegenwirken, während die senkrechten Komponenten der Verankerungskräfte in die Stützen gehen. Die Entstehung von Zug- und Schubspannungen wird also wirksam verhindert.

*) Literaturverzeichnis s. H. 4, S. 83.

den beiden Wirkungen eines Spanngliedes, der sich uns bisher schon wiederholt aufdrängte: die Leibungskräfte und die Längskraft. Letztere besitzt die Richtung der Sehne zwischen den Verankerungspunkten. Ihre Wirkung ist jedoch stark von der Form des Bauelementes abhängig. Die Leibungskräfte bilden mit den Querkompo-



Bild 34. Idealisierung eines scheibenartigen Balkenträgers (links) und einer Silowand (rechts) als Scheibe konstanter Dicke.

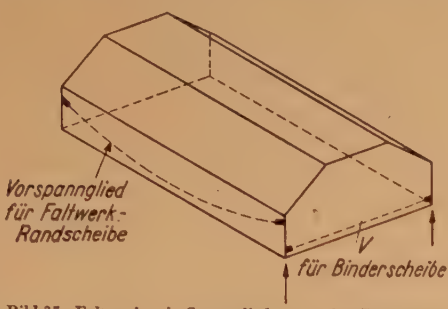


Bild 35. Faltrahmen mit Spanngliedern an den Zugrändern.

ponenten der Verankerungskräfte eine Gleichgewichtsgruppe und sind unabhängig von der Form des Körpers. Sie ergeben sich als

$$P = \frac{Z}{R} \sim \frac{V}{R}$$

(R = Krümmungsradius von V), wenn man von der Veränderung der Vorspannkraft durch die Reibung absieht. Man kann daher die durch sie verursachten Momente und Querkräfte unabhängig von der Form des Körpers (abgesehen von Anfangswerten) angeben. Wir haben einen entsprechenden Unterschied bereits bei den Balken gefunden: die durch die Leibungskräfte verursachten Biegemomente sind unabhängig von der Balkenachse, während die Wirkung der Längskraft von ihrer Lage zu jener bestimmt wird.

Die Gesichtspunkte der Balkenvorspannungen treten bei den Faltrahmen als Vereinigung schlanker Scheiben zu gemeinsamer Tragwirkung wieder mehr in den Vordergrund, insbesondere wenn sie als Dächer zur Überbrückung größerer Spannweiten dienen (Bild 35). Die Vorspannwirkung läßt sich für das im übrigen lastfreie Faltrahmen bei gelenkiger und steifer Verbindung der Scheiben mit den üblichen Ansätzen unschwer verfolgen [8].

3. Schalen.

Die Schalen sind bisher meist noch ohne Vorspannung gebaut worden, da bei ihnen ähnlich wie bei den Scheiben die Betonzugspannungen normalerweise gering sind. Erst in den Binderscheiben prismatischer Schalen, die als Balken, Bogen oder Kragarme ausgebildet sind, treten größere Biegekräfte auf, bei denen sich ein Vorspannen lohnt. Sofern man aus Gründen der Rissefreiheit auf die Ausschaltung aller Zugspannungen Wert legt, taucht bei der Vorspannung der eigentlichen Schalenebenen nun ein Problem auf, dessen Klärung noch umfangreicher Arbeit bedarf.

Die Membrantheorie der Schalen, die nur die zentrischen Längs- und Schubkräfte in der Schalenebene in Betracht zieht, versagt, wenn man mit ihrer Hilfe die Wirkung einzelner Vorspannglieder beurteilen will. Sie baut bekanntlich allein auf den Gleichgewichtsbedingungen unter Verzicht auf die Berücksichtigung der Wirkung der Formänderungen auf, sagt also nichts über die Verträglichkeit der durch die ermittelten Spannungen verursachten elastischen Formänderungen der einzelnen Elemente aus, d. h. ob der Zusammenhang zwischen diesen gewahrt bleibt. Für die üblichen verteilten stetigen Lasten tut diese Näherung gute Dienste, jedenfalls in einiger Entfernung von den Rändern, deren Störungen sich getrennt ermitteln und überlagern lassen [9, 15].

Wenn wir nun ein einzelnes Spannglied an einer Kuppel anbringen, etwa einen Rand-Zugring oder ein anderes Spannglied nach einem Großkreis (Bild 36), an einem Zylinder einen Längs- oder Querstrang (Bild 37), so bleibt dessen Wirkung nach der Membrantheorie auf den unmittelbar davon betroffenen Streifen längs des Spanngliedes beschränkt, während die übrige Fläche nicht beeinflusst wird. Weder über eine Ausbreitung der Leibungsdrücke gekrümmter Spannglieder noch über die Verteilung der Verankerungskräfte können die Gleich-



Bild 36. Kugelschale mit Spanngliedern in Breiten- und Meridianrichtung.

gewichtsbedingungen der Membrantheorie Aufschluß geben. Auf diese Merkwürdigkeit hat wohl zuerst Flüge hingewiesen, der sie an einem Rotations-Hyperboloid nachweist [12] (Bild 38): Eine Kraft, die am oberen Rand in Richtung einer der beiden Erzeu-

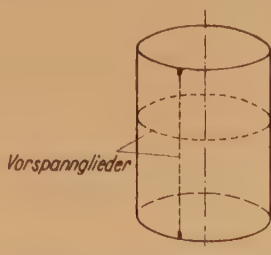


Bild 37. Zylinderschale mit Spanngliedern in Längs- und Querrichtung.

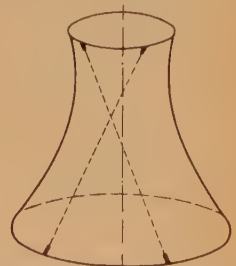


Bild 38. Hyperboloidschale mit Spanngliedern in Richtung der erzeugenden Geraden.

genden eingetragen wird, spießt sozusagen am unteren Rand wieder heraus, weil sie den belasteten Streifen nicht verlassen kann, und muß dort wiederum als Einzelkraft aufgenommen werden. Das ist selbstverständlich eine Aussage der Membrantheorie, die über deren Gültigkeitsbereich wesentlich hinausgeht, denn durch die elastischen Verformungen des belasteten Streifens tritt selbstverständlich eine Ausbreitung der Einzelkräfte in die Schale hinein ein. Sie kann aber nicht mehr nur durch Kräfte in der Schalenebene geleistet werden, sondern nimmt deren Biegesteifigkeit senkrecht dazu in Anspruch, im Gegensatz zu den Scheiben. Daher kann man die für diese ermittelten Spannungsbilder nicht ohne weiteres auf die Schalen übertragen, da die Umlenkung der Kräfte Biegung verursacht. Eine Analogie kann nur innerhalb derjenigen Schalengebiete benutzt werden, die eine schwache Krümmung aufweisen.

Man kann diese Schwierigkeit natürlich umgehen, wenn man die ganze Fläche gleichmäßig mit schwachen Spanngliedern durchzieht, so daß sowohl die Leibungsdrücke als die Verankerungskräfte an den Rändern praktisch gleichförmig verteilt sind, wobei die Schalendicke den Maßstab bildet. Diese gleichmäßige zentrische Vorspannung ist allerdings im allgemeinen unwirtschaftlich, da nur in gewissen Zonen der Schalen Zugspannungen aus äußeren Lasten zu überdrücken sind.

Die Zwischenlösung, die Spannglieder entsprechend den Zugspannungen zu verteilen, wäre ein gangbarer Weg. Es wird jedoch vermutlich auch hierbei nötig sein, die dadurch hervorgerufene Biegung der Schale zu verfolgen.

4.1 Bei der Zylinderschale läßt sich die Wirkung örtlicher, ringförmiger Spannglieder in geschlossener Form angeben [15, S. 64] (Bild 39). Dieser in sich geschlossene Ring trägt keine Verankerungskräfte in die Schale ein und läßt sich durch die gleichförmig über den Umfang verteilte, radiale Linienlast p beschreiben. Bekanntlich führt die Untersuchung der Zylinderschale auf die gleichen mathematischen Zusammenhänge, wie die des elastisch gestützten Stabes, wenn man die „charakteristische Länge“

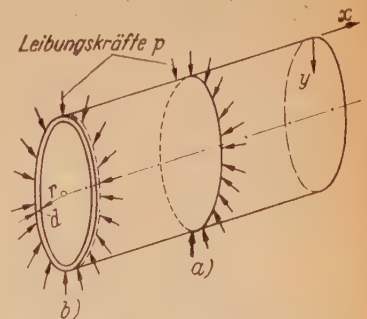


Bild 39. Zylinderschale mit ringförmigen Spanngliedern; a) in der Mitte, b) am Ende.

$$L = \sqrt{\frac{rd}{3(1-\nu^2)}} = 0,762 \sqrt{rd} \text{ (für } \nu = 0 \text{) und}$$

die Bettungsziffer $C = \frac{dE}{r^2}$ setzt.

Für den Fall, daß die Wanddicke im Verhältnis zum Radius klein ist, was man bei vorgespannten Behältern stets bestätigt findet, klingt die lokale Störung rasch ab, so daß man den Einfluß der Zylinderenden vernachlässigen kann, wie die folgenden Beispiele zeigen:

a) zweiseitig unendlich langer Zylinder mit der dimensionslosen

Abszisse $\xi = \frac{x}{L}$ [2, S. 142],

Durchbiegung in Richtung r : $w = w_0(\zeta_1 + \zeta_2)$ $w_0 = \frac{pr^2}{2LdE}$,

Biegemoment: $M = M_0(\zeta_1 - \zeta_2)$ $M_0 = \frac{pL}{4}$,

Querkraft: $Q = Q_0\zeta_1$ $Q = \frac{P}{2}$,

Ringkraft: $R = \frac{d}{r} E w = R_0(\zeta_1 + \zeta_2)$ $R_0 = \frac{pr}{2L}$,

Funktionen ζ : $\zeta_1 = e^{-\xi} \cos \xi$, $\zeta_2 = e^{-\xi} \sin \xi$.

Wir wollen uns an einem Wasserbehälter (Bild 40) mit rd.

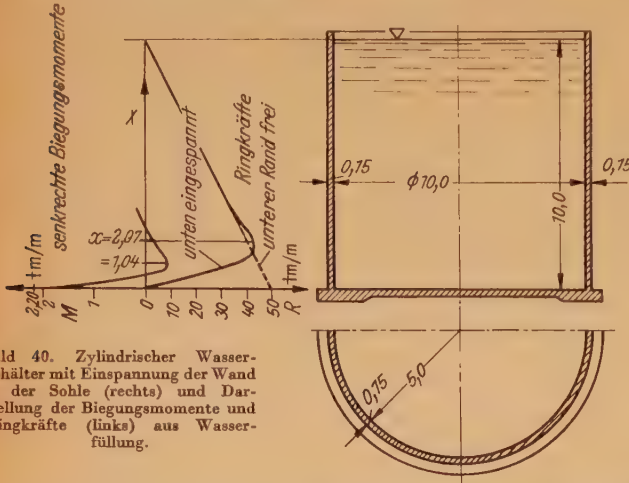


Bild 40. Zylindrischer Wasserbehälter mit Einspannung der Wand in der Sohle (rechts) und Darstellung der Biegemomente und Ringkräfte (links) aus Wasserfüllung.

800 m³ Inhalt ein Bild von dem Verlauf dieser Störung machen. Er soll von einem einzelnen Spannglied in mittlerer Höhe mit einer Zugkraft $Z = 10$ t vorgespannt werden, das einen Leibungs-

druck von $p = \frac{Z}{r} = \frac{10}{10} = 1$ t/m ausübt. Es ist

$$L = 0,762 \sqrt{5,0 \cdot 0,15} = 0,66 \text{ m},$$

$$M_0 = 1,0 \cdot \frac{0,66}{4} = 0,165 \text{ tm/m},$$

$$Q_0 = \frac{1,0}{2} = 0,50 \text{ t/m},$$

$$R_0 = \frac{1,0 \cdot 5,0}{2 \cdot 0,66} = 3,8 \text{ t/m}.$$

Der Verlauf mit Nullstellen und Grenzwerten ist in Bild 41 dargestellt.

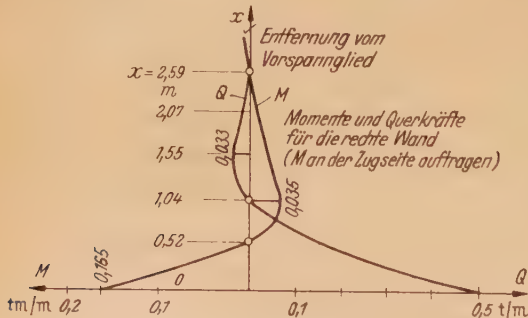


Bild 41. Verlauf der Biegemomente und Querkräfte in der Wand der Zylinderschale (Bild 39, Fall a).

b) Einseitig unendlich langer Zylinder.

Wenn das gleiche Spannglied am Rande angebracht wird, so ist:

$$w = w_0 \zeta_1 \quad w_0 = \frac{2pr^2}{LdE},$$

$$M = M_0 \zeta_2 \quad M_0 = -pL = -0,66,$$

$$Q = Q_0(\zeta_1 - \zeta_2) \quad Q_0 = -p = -1,$$

$$R = R_0 \zeta_1 \quad R_0 = 2p \frac{r}{L}.$$

Den Verlauf mit den Abmessungen unseres Behälters zeigt Bild 42.

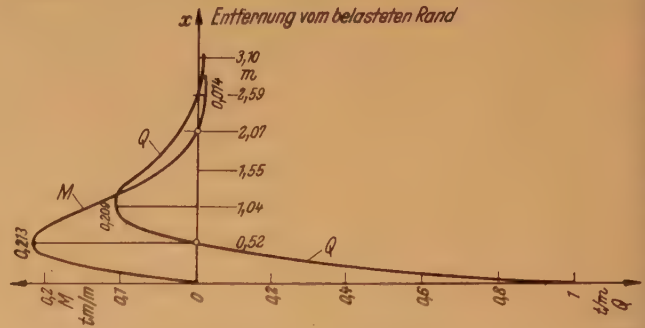


Bild 42. Verlauf der Biegemomente und Querkräfte in der Zylinderschale (Bild 39, Fall b).

c) Auch die Spannungen in einem Zylinderstück mit endlicher Länge (etwa kürzer als $2L$ von der Belastung ab) sind der Rechnung ohne weiteres zugänglich, wenn man fertige Zustands- oder Einflußlinien [2, S. 143; 19] für einen elastisch gebetteten Stab heranzieht unter Verwendung des oben angegebenen Wertes von

$$L \text{ statt } L = \sqrt{\frac{4EJ}{C}}.$$

Wir wollen noch, um die Berechnung des vorgespannten Behälters etwas weiter führen zu können, die Spannungen aus dem Innendruck q berechnen. Wenn die Wand unten frei ist, etwa in einer Gleitfuge gelagert, wie man das in den USA und England schon mehrfach ausgeführt hat, so herrscht in der Wand ein reiner Ringspannungszustand ohne Biegung (Bild 40). Die horizontale Verschiebung des unteren Randes infolge der Ringspannung von 67 kg/cm^2 würde $2,2 \text{ mm}$ betragen.

Die im Verhältnis zur Wand starre Sohle läßt bei konstruktiver Verbindung beider diese Verschiebung nicht zu, so daß die Wand als unten eingespannt zu betrachten ist. Wenn man von der geringen Abnahme des Druckes nach oben absieht, erhält man:

$$M_u = \frac{qL^2}{2} = 10,0 \cdot \frac{0,66^2}{2} = 2,2 \text{ tm/m},$$

$$Q_u = qL = 10,0 \cdot 0,66 = 6,6 \text{ t/m},$$

$$R_u = qr = 10,0 \cdot 5,0 = 50 \text{ t/m},$$

$$R_o = \frac{pr}{2L} = \frac{2Q_u r}{2L} = qr = 10,0 \cdot 5,0 = 50 \text{ t/m}.$$

Diese Anfangswerte hat man in die Gleichungen unter a) einzusetzen und erhält so den Verlauf der Momente und Querkräfte (Bild 40), die sogenannten „vasenförmigen“ Momenten- und Querkraftlinien.

Wir haben uns ausnahmsweise deshalb mit den Schnittkräften aus äußeren Lasten beschäftigt, weil sie in gleicher Größe mit umgekehrtem Vorzeichen für eine Vorspannung gelten, deren Leibungskräfte gleich groß und entgegengerichtet dem Innendruck sind. Wenn man die Vorspannbewehrung jedoch den tatsächlichen Ringkräften R anpaßt, so sind hierfür M und Q besonders zu berechnen, die dann natürlich kleiner ausfallen.

Für den Entwurf der Vorspannbewehrung der Wand müssen wir sie in möglichst viele Ringe zerlegen, um die senkrechten Biegespannungen klein zu halten, und dem Ringzug entsprechend verteilen. Wir erhalten dann beim Vorspannen des leeren Behälters nicht nur Ausbiegungen und Ringdruckkräfte von gleicher Größe wie beim gefüllten Behälter jedoch mit umgekehrten Vorzeichen, sondern auch, bei unten eingespannter Wand, entsprechende Momente umgekehrten Sinnes. Wenn dann der Behälter gefüllt wird, verschwinden sowohl Längskräfte und Momente bis auf einen kleinen Rest, um den man aus Sicherheitsgründen die Vorspannung größer als die Lastspannungen wählen wird. Der Behälter erweist sich damit theoretisch als das ideale Objekt für die Vorspannung insofern, als man die Belastung durch die Leibungskräfte der Spannglieder unmittelbar aufnimmt und daher den Beton im Zustand voller Belastung gänzlich spannungsfrei zu halten vermag, was bei Balken usw. nur unvollkommen zu erreichen ist.

Zu der Anwendung ist noch zu sagen, daß die bisher unterstellte gleichförmige Verteilung der Spannglieder praktisch natürlich nicht möglich ist. Die durch die einzelnen Vorspannrings verursachten zusätzlichen Biegungen lassen sich nach a) berechnen und über-

Bild 47. Ringkräfte in einer Kugelschale unter Vollast (links) und Teillast (rechts).

Bei flachen Kuppeln mit kleinem Öffnungswinkel, der innerhalb der „Bruchfuge“ liegt, ist es möglich, den Membran-Spannungszustand für eine bestimmte Belastung exakt zu verwirklichen. Man muß dann den Zugring derart vorspannen, daß die Zugkraft aus dem Kämpferdruck überdrückt und darüber hinaus noch eine Druckspannung im Ring erzeugt wird, die dem Ringdruck im Kuppelrand aus der Schalenwirkung gleich ist. In diesem Falle entsprechen sowohl die Reaktionskräfte als auch die Formänderungen der Abstützung denjenigen am Schalenrand infolge des Membran-Spannungszustandes, so daß die Schale biegunsfrei bleibt. Wenn jedoch die Last gesteigert wird (Verkehrslast), dehnt sich der Ring durch den wachsenden Schub, während der Schalenrand sich zusammenziehen will. Dadurch wird sofort wieder eine Randstörung und damit Biegung in der Schale hervorgerufen.

Zum Schluß seien die wichtigsten Sätze nochmals zusammengestellt:

1. Ohne Formänderung keine Vorspannung!
2. Verträglichkeitsbedingungen bei Vorspannung erfüllen, d. h. innere und äußere Zwängungen in Rechnung stellen!
3. Wirkung der Leibungsdrücke (Querbewehrung) und Verankerungskräfte (mittige Längskräfte) sowie außermittige Ankerkräfte (Randmomente) getrennt verfolgen!
4. Die Leibungsdrücke rechtwinklig zur Sehne zwischen den Ver-

ankerungspunkten bilden mit den Komponenten der Verankerungskräfte in gleicher Richtung eine Gleichgewichtsgruppe. Querkkräfte und Momente zwischen ihren Endpunkten sind unabhängig von der Form des Baugliedes.

5. Die Wirkung der Längskräfte in der Sehne zwischen den Endpunkten ist von der Form des Baugliedes abhängig. Bei Scheiben und in der Ebene von Platten üben diese Komponenten nur in der Nähe der Ankerkörper eine konzentrierte Wirkung aus.
6. Vorspannung eines Flächentragwerkes in einer Richtung beeinflusst auch die andere Tragrichtung. Spannglieder in beiden Richtungen unterstützen sich also gegenseitig.
7. Eine „Konkordanz“ (Zusammenfallen von Zug- und Druckresultierender im Vorspannzustand allein) ist bei Platten nur in Ausnahmefällen zu erreichen.
8. Die „formtreue Vorspannung“ (Freiheit von Momenten unter ständiger Last) besitzt nur bei vorwiegend Eigengewicht Bedeutung.
9. Bei der örtlichen Vorspannung von Schalen ist die Membrantheorie unzureichend für die Beurteilung des Spannungszustandes, da im allgem. Biegung entsteht.
10. Die Vorspannungen werden durch Kriechen nicht umgelagert, sondern nur im Verhältnis des Abfalles der Stahlspannung abgebaut.

Die praktische Anwendung des n -freien Traglastverfahrens zur Bemessung rechteckiger Stahlbetonquerschnitte bei reiner Biegung.

Von Dr.-Ing. Ludwig Seltenhammer, Verbundgesellschaft, Wien

(Schluß aus Heft 5.)

4. Die Rißanfälligkeit.

4.1 Vielfach wird neben einer bestimmten Bruchsicherheit auch eine möglichste Riß-Sicherheit gefordert. Es muß daher auch diese Frage grundsätzlich untersucht werden. Absolute Riß-Freiheit liegt

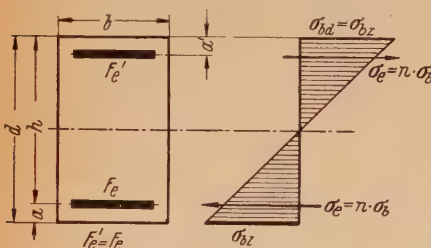


Bild 12. Querschnitt ohne Risse, voll mittragend.

vor, solange der Betonquerschnitt noch voll auf Zug mitwirkt. Die Rißbelastung kann definiert werden als jenes Moment, unter dessen Angriff gerade die Betonzugfestigkeit am Zugrand erreicht wird. Für diesen Zustand gelten die bisherigen Ableitungen nicht (es

wurde ja bereits gerissene Zugzone vorausgesetzt). Mit guter Annäherung läßt sich aber trotzdem in den Diagrammen die m -Kurve der Rißmomente einzeichnen. Für einen doppelt bewehrten Querschnitt nach Bild 12 mit $F_e' = F_e$, $a = a'$ und $\frac{a'}{h} = \chi$ wird in unserer Darstellung ganz allgemein

$$m_R = \frac{M_R}{b h^2 \sigma_w} = \frac{\sigma_{bz}}{\sigma_w} \left[\frac{(1 + \chi)^2}{6} + n \cdot \mu \frac{(1 - \chi)^2}{1 + \chi} \right] \quad (13)$$

Bis zum Erreichen der verhältnismäßig niederen Zugfestigkeit des Betons gilt annähernd noch das Hookesche Geradliniengesetz. Nach den hier beispielsweise getroffenen Annahmen für die Arbeitslinien (Bild 1) ergibt sich aus der Tangente im Nullpunkt $E_b = 972 \sigma_w$ und $E_s = 333 \sigma_w$ und somit $n = \frac{E_s}{E_b} = \frac{\beta}{2,92}$. Damit geht Gl. (13)

$$\text{über in} \quad m_R = \frac{\sigma_{bz}}{\sigma_w} \left[\frac{(1 + \chi)^2}{6} + \frac{\mu \beta (1 - \chi)^2}{2,92 (1 + \chi)} \right] \quad (14)$$

Setzt man schließlich noch wie üblich $\sigma_{bz} = \frac{\sigma_w}{6}$, so wird mit für die Praxis ausreichender Näherung

$$m_R = \frac{(1 + \chi)^2}{36} + \frac{\mu \beta (1 - \chi)^2}{17,5 (1 + \chi)} \quad (15)$$

4.2 Im Bemessungsdiagramm Bild 13 sind die Rißmomente nach Gl. (15) mit dem Parameter $\chi = \frac{a'}{h}$ eingetragen. Der Schnittpunkt der m_T - und m_R -Kurven stellt eine Art „unteren Grenzwert“ für $\mu \beta$

dar. Für kleinere $\mu \beta$ verliert die Berechnung auf Bruch ihren Sinn, da dann die Rißlast größer als die Bruchlast ist. Beim Auftreten eines Risses würde die Bewehrung sofort auch reißen; die Rißlast ist gleichzeitig auch Bruchlast. Rißfreiheit unter Gebrauchslast kann gleichfalls nur bis zu einer bestimmten Bewehrungsstärke $\mu \beta$ erwartet werden, welche angenähert gleich dem s -fachen unteren Grenzwert, also noch immer recht klein ist. Grundsätzlich hängen die Rißmomente vorwiegend von der Widerstandsfähigkeit des voll mitwirkenden Betonquerschnittes ab, die durch stärkere Bewehrung nur verhältnismäßig wenig gesteigert werden kann; die m_R -Linien sind annähernd horizontal. Die Bruchmomente werden dagegen vorwiegend von dem Bewehrungsgehalt bestimmt. Bruch- und Rißmomente hängen also nicht unmittelbar zusammen, und das gegenseitige Verhältnis beider kann durch Abänderung der Biegezugfestigkeit σ_{bz} des Betons, der Stahlzugfestigkeit σ_w und des Randabstandes a in gewissen Grenzen beeinflusst werden.

4.3 Wenn das Auftreten der ersten Risse bei steigender Belastung durch die m_R -Linie bestimmt wird, so ist aber noch nichts über die Rißbreite gesagt. Diese hängt bekanntlich unter sonst gleichen Umständen von der Dehnung der Stahleinlagen ab und wird um so kleiner sein, je weniger ausgenutzt die Bewehrung ist. Es zeigen sich also zwei gegenläufige Erscheinungen bei Beurteilung der Rißanfälligkeit. Bei schwachen Bewehrungen sind Riß- und Bruchlasten nicht sehr verschieden, aber der Stahl hochbeansprucht und daher die Rißbreite sehr groß. Unter der Gebrauchslast — die um den Sicherheitsfaktor kleiner als die Bruchlast ist — werden noch keine Risse auftreten, sind diese aber einmal vorhanden, so klaffen sie weit. Bei starken Bewehrungen hingegen ist die Bruchlast viel größer als die Rißlast, entsprechend der nicht ausgenutzten Stahlspannung die Rißbreite jedoch klein. Die Risse werden also schon bei kleinen Momenten — u. U. noch vor der Gebrauchslast — auftreten, aber dafür fein sein. Denkt man sich in Bild 3 die $\frac{1}{s}$ -fachen m_T -Werte eingetragen (entspricht der Gebrauchslast), so erkennt man unmittelbar, wie die Stahldehnung ε_s und damit die Rißbreite unter Gebrauchslast mit steigendem $\mu \beta$ kleiner wird. Für die Beurteilung der Rißanfälligkeit ist aber nicht so sehr das erstmalige Auftreten von Rissen unter Belastung maßgebend, als vielmehr die Breite der Risse. Denn unabhängig von der Belastung können Risse schon aus anderen Ursachen entstehen, wie z. B. vorzeitiges Ausschalen, unsanfte Behandlung beim Transport von Fertig-

len, Schwindrisse usw. Sind Risse aber einmal vorhanden, dann ist natürlich nicht mehr Gl. (13) — der volltragende Querschnitt kann ja nicht wiederhergestellt werden —, sondern es ist lediglich die Rißbreite von Bedeutung. Man findet im Fachschrifttum auch schließlich Angaben über zulässige Rißbreiten, nicht aber über Rißlasten. Da nun das mehr oder weniger zufällige Auftreten von Rissen nicht verläßlich ausgeschlossen werden kann, ergibt sich somit, daß die rechnerischen Rißlasten praktisch ohne Belang bleiben.

4.4 Wenn bei einer bestimmten Bruchsicherheit gleichzeitig auch die Bruchfreiheit unter Gebrauchslast verlangt wird, würde das darauf hinauslaufen, daß entweder das Bruchmoment oder das Rißmoment σ die Bemessung maßgebend ist. Das Bruchmoment ist bei vorgegebener Querschnittshöhe von der Bewehrung abhängig, während das Rißmoment im wesentlichen von h bestimmt wird. Beiden Bedingungen gleichzeitig kann daher nur durch entsprechende Wahl von μ , α und h genügt werden.

4.5 Hierzu kommt noch, daß die Biegefestigkeit des Betons und damit die Rißmomente nicht genau bestimmbar sind, weil die übliche Annahme $\sigma_{bz} = \frac{\sigma_w}{6}$ nur einen ungefähren Anhalt bietet. Die Feststellung von Rissen mit dem freien Auge ist überhaupt ein sehr subjektiv gefärbtes Verfahren und daher in hohem Maße von der Beobachtungsorgfalt abhängig. Objektive Verfahren¹⁷⁾ haben gezeigt, daß sehr feine, unsichtbare Risse tatsächlich schon bei weit geringeren Lasten auftreten als die sichtbaren Risse. Relativ große Differenzen zwischen vorausgerechneten und im Versuch beobachteten Rißlasten können daher nicht überraschen.

Bemessungsbehelf.

5.1 Für eine bestimmte Bemessungsaufgabe lassen sich i. a. die wesentlichen Zahlenwerte F_e , h , s oder dergl. nur so ermitteln, daß in den Gln. (1) bis (4) bzw. (7) bis (12) die als Parameter dienenden Bruchdehnungen ε_b und ε_e zunächst probeweise angenommen und solange verändert werden, bis die vorgegebenen Ausgangsbedingungen erfüllt sind. Das bedingt einen für die Praxis untragbaren Arbeits- und Zeitaufwand. Es ist jedoch auch möglich, durch systematische Abwandlung der Parameter ε (und ggf. ψ und χ) die zugehörigen maßgebenden Hilswerte $\mu\beta$ und m , sowie η , ζ , γ usw. punktweise zu bestimmen. Die stetige Verbindung der Einzelpunkte ergibt sodann den funktionalen Zusammenhang auf graphischem Wege für den ganzen in Betracht kommenden Bereich. Das so erhaltene Diagramm oder eine daraus abgeleitete Tabelle stellt dann auch beim Traglastverfahren unerläßlichen Bemessungsbehelf dar, welcher ähnlich wie beim n-Verfahren alle auftretenden Aufgaben mühelos und mit geringstem Rechenaufwand zu lösen gestattet. Die Zahlenwerte hängen naturgemäß von den Arbeitslinien ab, aus denen sie ja ermittelt wurden. Für die angestrebte Übereinstimmung von Rechnung und tatsächlichem Tragverhalten ist damit ausschlaggebend die Wahl der Arbeitslinien als Grundlage für den Bemessungsbehelf. In Abschnitt 3 sind die hierfür zu beachtenden Gesichtspunkte bereits ausführlich dargelegt und die dort als wahrscheinlich erkannten Arbeitslinien sollten folgerichtig verwendet werden.

5.2 Genau genommen würden für die verschiedenen Baustoffgüten besondere Arbeitslinien gelten, die sich vor allem durch Höchstspannung, Länge des Streck- bzw. Stauchbereiches, maximale Bruchdehnung und z. T. auch Form unterscheiden. Damit erhielte man für jede Baustoffgüte ein eigenes Diagramm, wie dies bekanntlich beim n-Verfahren für die verschiedenen zulässigen Stahlspannungen der Fall ist. Werden jedoch die Arbeitslinien für Stahl und Beton bezogen auf die jeweilige Höchstspannung gleich angenommen¹⁸⁾, so reicht ein einziges Diagramm für alle Betongüten und Stahlsorten aus, zumindest innerhalb gewisser Grenzen. Solche Einheits-Arbeitslinien bedeuten gleiche Maximaldehnung und gleiche Form, unabhängig von der Höchstspannung; letzteres bedingt aber dann eine Abhängigkeit des Modul E von der jeweiligen Höchstspannung. Dies trifft für Beton auch tatsächlich zu, ist jedoch für Stahl offenkundig nicht der Fall. Der unter Pkt. 3.34

festgestellte geringe Einfluß fehlerhaft angenommener E -Moduln ergibt glücklicherweise trotzdem die Möglichkeit, Einheits-Arbeitslinien auch für den Stahl zu verwenden, wenn die Gültigkeit des daraus abgeleiteten Bemessungsbehelfes auf einen bestimmten Bereich für die Höhe der Streckgrenze beschränkt wird. Die Verwendung von Einheits-Arbeitslinien bedeutet eine wesentliche Erleichterung und Vereinfachung für die praktische Bemessungsarbeit, weil nur wenige Tafeln bzw. Diagramme benötigt werden. Selbstverständlich ist auch bei Einheits-Arbeitslinien für jede Bemessungsart ein entsprechendes besonderes Diagramm erforderlich, weil sich beispielsweise Bemessung auf Bruch oder auf unzulässige Formänderung gerade durch verschiedene anzunehmende Maximaldehnungen unterscheidet.

5.3 Soll beispielsweise ein Behelf für Bemessung auf Bruch ausgearbeitet werden, der vorzugsweise für hochwertigere Betonstähle (Normenklassen III und IV) und die dazu passenden Betongüten B 225—B 450 verwendet wird, so werden die Arbeitslinien in Übereinstimmung mit den dargelegten Erkenntnissen etwa nach Bild 1 anzunehmen sein. Für Beton geringerer Güte als B 225 wäre zweckmäßigerweise die Bruchstauchung etwas geringer als 3‰ anzusetzen, dagegen ist die angenommene Betonarbeitslinie auch für bessere Betone als B 450 noch gut brauchbar. Für den Stahl wurde abweichend von dem meist üblichen Vorgang nicht die ideal-elastoplastische, sondern eine ziemlich sanft ausgerundete Form der Stahl-Arbeitslinie angenommen. In Abschn. 3.34 wurde gezeigt, daß die ideale Form nicht unbedeutende Abweichungen der m -Werte zur Folge hat. Obzwar auch die Ausrundung nur schätzungsweise angenommen werden kann, so entspricht sie doch besser dem tatsächlichen Verlauf der Arbeitslinie, und die unvermeidlichen Streuungen werden so jedenfalls geringer ausfallen. Vorsichtigerweise wird man die Ausrundung verhältnismäßig flach annehmen; sie erstreckt sich hier von $\sigma_p = 0,5 \sigma_{\max}$ bis $\varepsilon_s = 20\%$. Gemäß

Bild 1 ergibt sich der jeweilige E -Modul zu $E = \frac{0,5 \cdot \sigma_p}{1,5 \cdot \varepsilon_s} = \frac{\sigma_p}{3} \cdot 10^3$.

Soll also wie in Bild 10 die Abweichung des rechnermäßigen Moduls E vom tatsächlichen Modul $E_0 = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ innerhalb der Grenzen $\frac{2}{3} E_0 \leq E \leq \frac{3}{2} E_0$ bleiben, so muß $4200 \leq \sigma_p \leq 9400$

kg/cm^2 gelten. Berücksichtigt man, daß im Sinne des Traglastverfahrens bei hochwertigen Stählen die Streckgrenze gleich der Zugfestigkeit zu setzen ist, so deckt die Einheits-Arbeitslinie nach Bild 1 genügend genau den gesamten Bereich höherwertiger Stähle von Betonstahl III aufwärts. Es ist leicht einzusehen, daß für die weichen Betonstähle I und II ebenfalls eine einzige Stahlarbeits-

linie ausreicht, die etwa den Modul $E = \frac{\sigma_p}{1,5} \cdot 10^3$ ergibt. Naturgemäß muß für diese Stahlgüten auch Beton geringerer Festigkeit in Betracht gezogen werden.

5.4 Wiewohl nach Abschn. 3.34 die unvermeidlichen Streuungen i. a. beide Vorzeichen aufweisen können, sind doch für einen Bemessungsbehelf positive¹⁹⁾ Abweichungen kaum zu erwarten. Dies ergibt sich aus der Überlegung, daß auch bei eingehender Untersuchung der einzelnen Fehlerquellen noch immer gewisse günstig wirkende Umstände unberücksichtigt bleiben mußten, weil deren Auswirkungen zu unbestimmt sind. So wird z. B. bei sorgfältiger Bauüberwachung die Würfelzugfestigkeit im Durchschnitt höher liegen als angestrebt und zudem mit der Zeit nicht unbeträchtlich die nominelle (28-Tage-)Festigkeit übersteigen. Beim Stahl tritt der in Rechnung gestellte Spannungszustand nur unmittelbar in den Rißquerschnitten auf, während knapp daneben bereits wieder der Beton auf Zug mitwirkt und die Stahleinlage entlastet. Ein solcher Spannungszustand mit behinderter Dehnung bewirkt erfahrungsgemäß eine Erhöhung der Festigkeit. Schließlich sind bei Bemessungsaufgaben die Fehlergrenzen nach Abschn. 3.4 grundsätzlich gegen die Minusseite zu verschoben¹⁹⁾.

5.5 Den auf vorherbeschriebener Grundlage aufgestellten Bemessungsbehelf zeigt Bild 13. Es sind nicht nur die m -Kurven für einfach bewehrte Rechteckquerschnitte, sondern auch für doppelte Bewehrung und für die Rißbelastung eingetragen. Für doppelte

¹⁷⁾ Eisenmann, Untersuchung der Rissebildung des Betons mit Ultraschall. B. u. St. 46 (1951), Heft 1, S. 19.

¹⁸⁾ Bezogene Arbeitslinien machen die Werte α , μ und γ unabhängig vom Zahlenwert der jeweiligen Baustoffgüte kennzeichnenden Höchstspannung. Der funktionelle Zusammenhang zwischen m und $\mu\beta$ bleibt damit für alle Baustoffgüten ebenfalls gleich. Diese drücken sich lediglich durch Einsetzen der zutreffenden Größe von σ_p und σ_w in $\mu\beta$ und m im Endergebnis aus.

¹⁹⁾ Für Torstähle betragen z. B. die nach der Wiener Zulassung geforderten Mindestbruchfestigkeiten $4000 + 10\% = 4400 \text{ kg/cm}^2$ für Torstahl 40 und $6000 + 15\% = 6900 \text{ kg/cm}^2$ für Torstahl 60. Versuche ergaben, daß die erwartete Überschreitung dieser Mindestwerte auch tatsächlich regelmäßig eintritt.

Bewehrung muß die Abhängigkeit von $\chi = \frac{a'}{h}$ und $\psi = \frac{F_e'}{F_e}$ berücksichtigt werden, während für die Rißbelastung nur χ allein zu beachten ist. Es genügt, die Kurven für wenige Werte χ und ψ aufzutragen, soweit sie praktisch vorkommen können. Eine Inter-

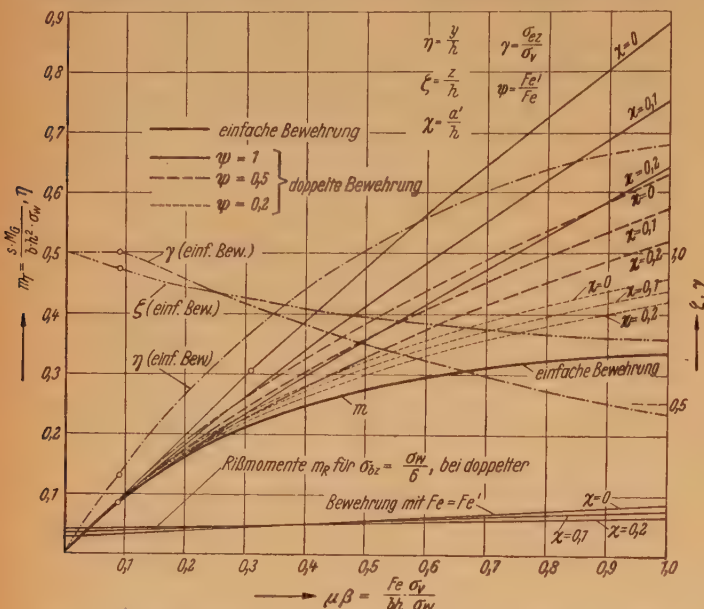


Bild 13. Bemessungsdiagramm für idealisierte Einheits-Arbeitslinien nach Bild 1.

pulation ist leicht möglich, weil die unvermeidliche Streuung der m -Werte eine übermäßige Genauigkeit überflüssig erscheinen läßt. Die Rißmomente sind für doppelte Bewehrung mit $F_e' = F_e$ errechnet und somit Maximalwerte. Für einfache Bewehrung sind außer-

dem die Druckzonenhöhe $\eta = \frac{y}{h}$, der innere Hebelarm $\xi = \frac{z}{h}$

und das Ausnutzungsverhältnis für Stahl $\gamma = \frac{\sigma_{ez}}{\sigma_v}$ eingetragen. Die

Grenzbewehrung ist durch Punkte besonders gekennzeichnet, wobei daran erinnert sei, daß sie nur als beiläufiger Anhalt zu werten ist. Falls bei der Anwendung des Bemessungsdiagrammes immer der gleiche Sicherheitsgrad vorkommt, so kann der Maßstab für den Hilfswert m so abgeändert werden, daß anstatt mit $s \cdot M_G$ unmittelbar mit der Gebrauchslast M_G gerechnet wird; bei den Zahlenrechnungen wird dadurch das Mitschleppen von s erspart. Selbstverständlich können aus der graphischen Darstellung von Bild 13

auch Zahlentafeln hergeleitet werden, falls dies für die praktische Anwendung als zweckmäßiger erachtet werden sollte. Mit Hilfe dieses Bemessungsbehelfes konnten die einleitend erwähnten Bemessungsaufgaben sowie Nachrechnungen von Versuchen rasch und zuverlässig bewältigt werden, wobei sich durchaus befriedigende Ergebnisse einstellten.

5.6 Ein Bemessungsbehelf nach Bild 1 und 13 setzt voraus, daß sowohl für Beton als auch für Stahl der gleiche Sicherheitsgrad gilt. Die Befürworter des Traglastverfahrens stellen dies als besonderen Vorzug des neuen Verfahrens gegenüber dem n -Verfahren hin, bei welchem bekanntlich die zulässigen Spannungen für Beton mit einem höheren Sicherheitsgrad festgelegt werden als jene für Stahl. Die Frage des gleichen oder verschiedenen Sicherheitsgrades hat aber mit dem Berechnungsverfahren an sich nichts zu tun, und dieselben Grundsätze können gleicherweise bei beiden Verfahren Anwendung finden.

Bedenkt man, daß, bedingt durch die Umstände bei der Herstellung von Stahl und Beton, die Stahlfestigkeiten i. a. sehr viel weniger streuen als die Betonfestigkeiten, so entbehrt die Vorschreibung verschiedener Sicherheiten für die beiden — der Sachlage nach durchaus nicht gleich zu bewertenden — Baustoffe Stahl und Beton nicht einer gewissen Berechtigung. Eine höhere Sicherheit für den Beton kann aber beim Traglastverfahren einfach dadurch berücksichtigt werden, daß statt der tatsächlichen Würfel- festigkeit ein entsprechend verminderter Wert in die Rechnung eingeführt wird. Soll z. B. die Sicherheit für Beton 1,5 mal größer angenommen werden als für Stahl, so wäre bei der Zahlenrechnung

überall für σ_w der Wert $\frac{\sigma_w}{1,5}$ zu setzen. Ansonst bleibt das Diagramm

Bild 13 vollständig ungeändert und kann wie bisher benützt werden. Liegt das gewünschte Verhältnis 1,5 zwischen den Sicherheitsgraden für ein allemal fest, so kann dieser Unterschied auch schon in der Arbeitslinie für Beton ausgedrückt werden; es wäre diesfalls in

Bild 1 die Betonhöchstspannung mit $\frac{0,875}{1,5} \cdot \sigma_w = 0,583 \cdot \sigma_w$ an-

zunehmen und für diese abgeänderte Arbeitslinie ein neues Bemessungsdiagramm zu konstruieren. Dann ist der höhere Sicherheitsgrad für Beton bereits im Diagramm eingearbeitet, und die numerische Rechnung erfolgt ohne weitere Umrechnung mit den tatsächlichen Würfel- festigkeiten σ_w . Der erstgenannte Vorgang bietet den Vorteil, fallweise verschieden unterschiedliche Sicherheitsgrade für Stahl und Beton mittels ein und desselben Diagramms leicht berücksichtigen zu können. Die zweitgenannte Art ist für die praktische Arbeit vorzuziehen, weil beim Gebrauch des Diagramms auf die Verschiedenheit der Sicherheitsgrade nicht weiter geachtet zu werden braucht und zahlenmäßig nur die allgemein bekannte Würfel- festigkeit verwendet wird.

Vermischtes

Professor Dr.-Ing. Willy Gehler †.

Am 13. April verschied in Dresden, der Stätte seines jahrzehntelangen Wirkens, Prof. Dr. rer. techn. h. c. Dr.-Ing. Willy Gehler, als Ingenieur der Firma Dyckerhoff & Widmann KG. an der Ausführung hervorragender Bauwerke beteiligt, im ersten Kriege Chef der Bautenprüfstelle für das Reich im Berliner Kriegsamt, seit 1913 Ordinarius an der Technischen Hochschule Dresden u. a. für Stahlbrückenbau und seit 1918 Direktor der Bautechnischen Abteilung des Staatlichen Versuchs- und Materialprüfungsamtes. An dieser Hochschule hat Gehler ein überaus vielseitiges fruchtbares Wirken entfaltet und sich über die Grenzen Deutschlands hinaus einen hervorragenden Ruf erworben. Er legte die Grundlagen der Baunormung. Im Deutschen Ausschuß für Stahlbeton gehörte er zu den führenden Mitgliedern; seit 1916 waren seine „Erläuterungen“ eine wichtige Ergänzung der jeweiligen Stahl-



betonbestimmungen. Bei zahlreichen internationalen Kongressen trat er hervor. An seiner Hochschule widmete er sich besonders auch dem allgemeinen Wohle der Studentenschaft. Er war Mitglied der Preußischen Akademie des Bauwesens und Ehren doktor der Deutschen Technischen Hochschule in Brünn. Der Deutsche Beton-Verein zeichnete ihn durch die Emil-Mörsch-Denkmünze aus.

Wir haben das Lebenswerk Prof. Gehlers anlässlich seines 75. Geburtstages im September 1951 ausführlich gewürdigt. Bis in die Gegenwart hat Prof. Gehler tätigen Anteil an der technischen Entwicklung genommen. Sein Andenken wird bei seinen zahlreichen Schülern und bei allen, die die Kraft seiner Persönlichkeit erlebt haben, in hohen Ehren gehalten werden.

Bornemann.

Österreichischer Betontag 1953 in Wien.

Der Betontag 1953 des Österreichischen Betonvereins in Wien wurde mit einer Feierstunde für Hofrat Professor Dr.-Ing. Rudolf Saliger eingeleitet, der am 1. Februar sein 80. Lebensjahr vollendete. Nach den Klängen eines Streichquartetts der Wiener Philharmoniker begrüßte der Ehrenpräsident Baurat Dipl.-Ing. Benno Brausewetter die Festgäste. Präsident Dipl.-Ing. Max Tazoll schilderte hierauf in eindrucksvoller Rede die große Lebensarbeit des Jubilars, der seit 1909 der Lehrmeister unserer Generation im Stahlbetonbau war. Neben seinen bisherigen Ehrungen, die in der Verleihung der Ehrenmitgliedschaften des Österreichischen

Betonvereins 1932, der Wilhelm-Exner-Medaille, der Goethe-Medaille für Kunst und Wissenschaft und in der Ernennung zum wirklichen Mitglied der Akademie der Wissenschaften gipfelten, wurde ihm nunmehr als Erstem die neugestiftete Ehrenmünze des österreichischen Betonvereins überreicht.

Nach weiteren Ansprachen von maßgebenden Vertretern des In- und Auslandes, insbesondere auch des Deutschen Betonvereins durch Dipl.-Ing. Kurt Sckerl, begannen die Fachvorträge.

Zuerst sprach Prof. Dr.-Ing. Franz Pongratz, Wien, über den Wiederaufbau der Staatsoper¹ und gab in diesem Vortrag einen besonders wertvollen und umfassenden Überblick über die besonderen bautechnischen Probleme, die der Einbau einer modernen Bühne in den historischen Rahmen des Bauwerkes mit sich brachte.

Anschließend gab Prof. Dr.-Ing. Friedrich Baravalle, Wien, unter dem Motto „Stahlbetonbau in aller Welt“ an Hand des beim Internationalen Kongreß für Brückenbau und Hochbau in London-Cambridge gehörten, eine kritische Betrachtung über die Wechselwirkung zwischen den Bestrebungen zur Ausnützung der hochwertigen Formstähle im normalen, schlaffbewehrtem Stahlbetonbau und jenen des Spannbetons. Insbesondere verwies er darauf, daß zum Wohle des Stahlbetonbaues beide Ausführungsarten in der ihnen zukommenden Weise gefördert werden müssen, und daß einseitige Bevorzugungen in der einen oder in der anderen Richtung zu volkswirtschaftlich ungesunden Entwicklungen führen. Zahlreiche Lichtbilder der bemerkenswertesten Bauwerke des In- und Auslandes ergänzten die Darlegungen in eindrucksvoller Weise.

Direktor Dipl.-Ing. Guido Scholtis, Wien, berichtete über den Bau der neuen E-Lok-Halle am Wiener Westbahnhof in Spannbeton nach dem System Dyckerhoff & Widmann mit zwei voneinander unabhängigen Kragkonstruktionen, die durch ein durchlaufendes Mitteloberlicht verbunden sind.

Am zweiten Vortragstag sprach Doz. Dr.-Ing. Ernst Bittner, Salzburg, über die „Ausführung eines 61 m hohen Wasserturmes in Stahlbeton für die Firma Birgel & Bergmeister in Niklasdorf, Steiermark, durch die Allg. Baugesellschaft A. Porz. Die Darlegungen über die Berechnung und Ausführung des Bauwerkes beinhalteten viele interessante Einzelheiten.

Prof. Dr.-Ing. Otto Graf, Stuttgart, berichtete über seine „Erfahrungen aus dem deutschen Betonstraßenbau“, besonders über Rostbeständigkeit, Rissebildung, Verdübelung und Bewehrung, sowie über die Einflüsse der Auftausalze. Dieser Vortrag gab die Anregung, die Erfahrungen zwischen den Betonstraßen Deutschlands und Österreichs zu vergleichen, um so die gewonnenen Erkenntnisse gegenseitig abstimmen zu können.

Dipl.-Ing. Heinrich Schüller, Kaprun, gab an Hand zahlreicher Lichtbilder und Karten einen eingehenden Bericht über die Talsperren der Oberstufe des Tauernkraftwerkes Glockner-Kaprun. Insbesondere schilderte er neben dem Bau der beiden Sperren am Möllursprung die Erstellung der zwei großen Sperrmauern am Moserboden. Die Darlegungen über diese Großleistung Österreichs im Talsperrenbau verdienen besondere Würdigung.

Abschließend sprach Direktor Dipl.-Ing. Hans Böhmer, Kaprun, von der Diskussion beim 4. Kongreß für Talsperrenbau in New Delhi 1951 ausgehend, über die betontechnologischen Arbeiten beim Bau der Tauernkraftwerke.

Die Fragen über allfällig mögliche

1. Senkungen des Zementanteiles,
2. Wahl besonders gearteter Zemente mit niedrigen Abbindezeiten,
3. Regelung des Luftporenanteiles und des Wassergehaltes,
4. besondere Sortierung und Trennung des Feinstkornanteiles im Zuschlagstoff

wurden besprochen und die gewonnenen Erfahrungen dargelegt.

Nach dem Schlußwort des Präsidenten Dipl.-Ing. Max Tazoll fand der traditionsgemäße gesellige Abend im Wiener Rathauskeller statt, der neben den fachlichen Ansprachen in freundschaftlicher Verbindung die Stahlbetonfachleute aller vertretenen Länder vereinte.

Baravalle.

Die Entwicklung des Spannbetons in Italien.

Sieht man von Druckrohren ab, die die weltbekannte Firma *Manini* schon 1914 mit Vorspannung erzeugt hat, so blieb der Spannbeton in Italien lange ein der reinen Theorie vorbehaltenes Feld. Theoretiker arbeiteten emsig an Fragen, die damals ohne jeden praktischen Wert erscheinen mußten und sich erst viel später als sehr wertvolle Vorarbeiten herausstellten. Es waren die Studien *Colonnetti*s über Plastizität, die *Sestini*s über Schwinden und später die *Franco Levis* über die bei der Vorspannung auftretenden Erscheinungen. Die erste Kunde über wirkliche Spannbetonbauten kam aus Frankreich, einige Jahre nach Kriegsschluß.

Die Literatur über Spannbeton beschränkte sich damals so ziemlich auf ein 1943 erschienenes Buch *Mörschs* und auf einige Schriften *Freyssinet*s, die aber mehr propagandistischen Charakter hatten. Erst das amtliche Verbot, vorgespannte Konstruktionen auszuführen, ohne vorher der obersten Behörde ein in allen Einzelheiten durchgearbeitetes Projekt zur Genehmigung vorgelegt zu haben, lenkte die Aufmerksamkeit auf diese neue Technik. Heute stehen die Behörden der neuen Bauweise nicht mehr feindlich gegenüber, sondern unterstützen sie mit reichem Verständnis, sowohl was Forschung als auch Ausführung anbelangt.

Die ersten tatsächlichen Ausführungen in Italien sind aus dem Jahre 1948. Sie wurden mit Hilfe der beiden damals in Spannbeton führenden Gesellschaften, *Freyssinet* in Frankreich und *Magnel-Blatons* in Belgien, entworfen und durchgeführt. Daneben gab es für den im Spannbett hergestellten Beton das System *Hoyer*.

Das Hoyerverfahren wurde für die Herstellung von Deckenfertigteilen verwendet, und zwar in der bekannten Weise, von T-förmigen Spannbetonbalken, die fertig verlegt, dann mit Füllbeton umhüllt werden, um so den erforderlichen Querschnitt zu bilden.

Sehr bald wurde auch versucht, als Spannbett Ziegelsteinplatten zu verwenden, in deren Rillen die Drähte eingelegt und durch aufgetragenen hochwertigen Beton festgehalten werden. Es kann noch kein abschließendes Urteil darüber gegeben werden, ob sich diese Deckenart wird endgültig durchsetzen können. Der Spannbeton findet seine Daseinsberechtigung bekanntlich in der Ermöglichung von Tragteilen, die mit gewöhnlichem Stahlbeton nicht ausführbar sind oder wesentlich teurer werden. Die italienischen Betondecken sind aber dank der Ziegelsteinhohlkörperereinlagen¹ sehr leicht und billig, denn das italienische Ziegelsteinmaterial ist ohne weiteres in den größten Teil der Druckspannungen aufzunehmen. Dazu kommt, daß seitens der Ziegelindustrie eifrig daran gearbeitet wird, mit Ziegelhohlkörperdecken noch mehr zu leisten. Infolge des geringen Eigengewichtes und der großen Bauhöhe derartiger Decken werden der Stahlaufwand und damit auch die Baukosten stark vermindert. Spannbetondecken können daher nur sehr schwer Ersparnisse bewirken, soweit es sich nicht um große Spannweiten handelt. So habe ich z. B. im Neubau der Florentiner Universität für 400 bis 500 kg/m² Nutzlast derartige SCAC-Decken, nach System *Hoyer*, verwendet, da die Spannweiten 9 bis 11 m im Lichten betrugen.

Die Anwendung und die praktischen Fortschritte des Spannbetons in Italien sind an die Namen zweier jüngerer Ingenieure gebunden: *Rinaldi* und *Morandi*, welche sich mit Eifer und Selbstverleugnung auf das Studium der neuen Technik geworfen haben. Die theoretische Behandlung aller Vorbedingungen ist in tiefeschürfender Weise vom italienischen Obersten Forschungsrat (Consiglio Nazionale delle Ricerche) geleistet worden, vor allem von dessen Leiter, dem Präsidenten der Italienischen Akademie der Wissenschaften, Prof. *Colonnetti*, und seinen hervorragenden Mitarbeitern, Prof. *Franco Levi* und Prof. *Cestelli-Guidi*, Institut für Baustatik in Rom. Sie haben das plastische Verhalten der Baustoffe und die Formänderungseigenschaften hochwertiger Stähle und einschlägige Fragen eingehend studiert.

Rinaldi, leitender Oberingenieur des Genio Civile der Provinz Bologna, hat mit Bewilligung des italienischen Arbeitsministeriums in Bologna eine Versuchsstation eingerichtet, in welcher Versuchsbalken oder Tragteile, teils in Naturgröße, teils als Modelle in verkleinertem Maßstab untersucht werden. Sie werden verschiedenen Belastungen bis zur Rissebildung bzw. bis zum Bruch unterworfen; dabei werden die erforderlichen Messungen vorgenommen.

In dieser Anstalt werden auch junge Ingenieure, Bauassistenten und Facharbeiter für alle erforderlichen Maßnahmen des Spannbetons ausgebildet. Eine Gruppe vorher auf dem Gebiet der Vorspannung völlig ungeschulter Arbeiter wurde nach einer solchen mehrwöchigen Ausbildung mit der Ausführung eines 70 m freigespannten Fußsteiges betraut und stellte diese Arbeit zur völligen Befriedigung fertig.

Die Querschnittsbemessung vorgespannter Tragwerke bereitet theoretisch keinerlei Schwierigkeiten, da man ja vom homogenen Querschnitt ausgehend, jedem der beiden Grundbaustoffe die ihm zukommende Beanspruchung zuweisen kann. Die Schwierigkeiten ergeben sich erst, wenn man das tatsächliche Verhalten durch Einführung entsprechender Kennwerte berücksichtigen muß, was sich die wenigen bisher erschienenen Veröffentlichungen zur Aufgabe machen.

Das erste italienische Buch, das den Spannbeton streng wissenschaftlich behandelt und geeignete Beispiele in auch theoretisch einwandfreier Form vorführt, ist das Werk des römischen Universitätsprofessors Dr. *Carlo Cestelli-Guidi* „Cemento armato pre-

¹ B. u. St. 41. (1942), Heft 21/22, S. 204 ff.

compresso⁶²⁾, der seit Gründung der Italienischen Vereinigung der Vorspanntechnik der Präsident des leitenden Ausschusses ist, dem auch *Rinaldi* und der Verfasser angehören. *Cestelli-Guidi* ist nicht reiner Theoretiker, sondern hat auch eine Reihe tatsächlicher Ausführungen entworfen und geleitet.

Als Beispiele seien hier einige Arbeiten beschrieben, die von *Rinaldi* entworfen und geleitet wurden, ferner Arbeiten von *Morandi* und Prof. *Cestelli-Guidi*.

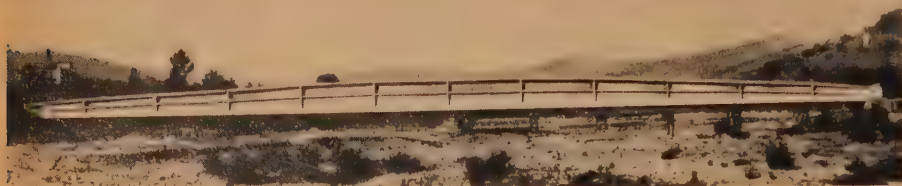


Bild 1. 70 m weit gespannter Fußsteg.

Der vorerwähnte Fußsteg (Bild 1) besteht aus einem 70 m freigespannten, auf den Widerlagern einfach aufliegenden Balken von T-förmigem Querschnitt mit einer Verstärkung längs dem Schwerpunkt des Querschnittes. Die Stegdicke beträgt 16 cm, während die Flansche 18 cm dick und 1 m breit sind. Die Höhe schwankt zwischen 1,10 m an den Auflagern und 2,50 m in Trägermitte. Als Verstärkung sind in Abständen von je 6 m Querrippen, als Konsolen ausgebildet, angebracht; sie sollen überdies das Aussehen des Bauwerks verbessern. Das Gesamtgewicht dieses so langen Trägers beträgt 140 t. Die Nutzlast ist zu 400 kg/m² angenommen.

Die Vorspannung ist durch 34 Stahldrahtseile von ϕ 5 mm erzeugt und beträgt insgesamt 700 t. Der Winddruck von 90 kg/m² wird durch zwei Seile von je 12 Stahldrähten ϕ 5 mm aufgenommen.



Bild 2. Doppelt geknickter Träger (Spannweite 14,25 m) unter Bruchlast.

Das Bauwerk war zur Zeit seiner Erbauung der weitest gespannte frei aufliegende massive Träger.

Sicherlich eine der interessantesten italienischen Ausführungen ist der von *Rinaldi* entworfene und erprobte, ein doppeltes Knie bildende Träger von 14,25 m lichter Spannweite (Bild 2). Er diente als Probeausführung, um Verhalten und Tragkraft genau zu überprüfen, bevor eine Reihe von Trägern für den Neubau der Universität Bologna hergestellt wurde.

Der Zentralturm dieses Gebäudes hat vier übereinanderliegende Decken mit einer Gesamtbelastungsfläche von 950 m² zu tragen. Zur Aufnahme jeder dieser Decken sind sieben solcher Träger bestimmt, die in einem Abstand von je 1,45 bis 2 m aufgelagert sind. Die Träger haben einen I-förmigen Querschnitt von 75 cm Höhe und 10 cm Stegbreite. Sie sind aus sechs in Metallformen hergestellten mit gewöhnlichem Betonstahl bewehrten Fertigteilen entstanden. Die Fertigteile haben die zur Einführung der Vorspannkabel erforderlichen Querschnittsöffnungen.

Die Spannbewehrung selbst besteht aus fünf Kabeln von je zwölf ϕ 5-mm-Seilen mit einer Querschnittsfläche von 11,75 cm² und 148 kg Gewicht, was einer Bewehrung von 54 kg/m³ entspricht. Die Verbügelung aus normalem Betonstahl beträgt 33 kg/m³, die Vorspannkraft 120 t. Der Balken ist mit einem Stich von 20 mm hergestellt worden, der sich durch die Vorspannung um weitere 24,54 mm erhöhte.

⁶²⁾ *Cestelli-Guidi*, Cemento armato precompresso, 2. Aufl. Mailand 1953, Verlag Ulrico Hoepli.

Unter der vorgeschriebenen Nutzlast von 500 kg/m² senkte sich der Balken in Trägermitte um 19 mm, kehrte aber nach Entlastung unmittelbar und vollkommen wieder in seine ursprüngliche Lage zurück. Die Belastung wurde hierauf auf 1050 kg/m² erhöht, ohne daß sich Risse zeigten. Diese Belastung wurde einen Monat lang belassen, wobei die Durchbiegung sich nach und nach auf insgesamt 47 mm erhöhte und sich feine Haarrisse zeigten, die sich aber nach Entlastung sofort wieder schlossen, während sich der ursprüngliche Stich wieder herstellte.

Der Bruch trat unter einer konzentrierten Belastung von 40 t ein. Der Sicherheitsgrad betrug also 2,33 — unter Berücksichtigung des Eigengewichts — oder 3,93, bezogen auf das Verhältnis zwischen Bruchlast und Nutzlast.

Bemerkenswert ist auch eine vorgespannte Wendeltreppe, die, ebenfalls aus einzelnen Elementen, als Fertigteile zusammengesetzt ist³⁾.

Von den von Prof. *Cestelli-Guidi* entworfenen und geleiteten Arbeiten seien nur kurz drei in seinem Buch ausführlich be-

schriebene Industrieballenbauten erwähnt, und zwar eine 30 × 90 m im Lichten überdeckende Halle in Pomiglione d'Arco, eine ebenfalls 30 m weit gespannte Halle in Rom und eine weitere von 24,80 m in Neapel.

Die beiden ersteren haben als Sheddachbinder ausgebildete 30 m lange vorgespannte Träger von etwa 1,40 bis 1,50 m Höhe, aber nur etwa 12 bis 14 cm Stegbreite. Die Halle in Rom ist ein System von Zweigelenrahmen mit ausgesprochenen Fußgelenken. Die Vorspannung wird durch je 12 Drähte ϕ 5 mm mit einer Anfangsspannung von 125 kg/mm² erzielt, deren Bruchfestigkeit 186 kg/mm² beträgt. Die Neapolitanische Halle besteht aus im Abstand von 3,60 m angeordneten Rahmen und ist mit einem Bogendach überdeckt, dessen Zugbänder vorgespannt sind und aus je zwei Seilen von je 12 Drähten ϕ 5 mm gebildet sind, mit einer Anfangsspannung von 85,5 kg/mm², um eine Endspannung von 80 kg/mm² zu erhalten. Der Vorteil dieses Systems besteht vor allem darin, daß dadurch die Lage der Drucklinie des Bogens im mittleren Drittel erhalten bleibt, wodurch wesentlich an Bogen- und Ständerbewehrung gespart werden kann.

Dr.-Ing. *Riccardo Morandi* hat sich seit Jahren auf das Studium und die Anwendung des Spannbetons verlegt, hat eine Spannvorrichtung, die sich zwar stark an *Freyssinet* anlehnt, aber eine Reihe von neuen Gedanken und Verbesserungen bringt, gebaut und in Verbindung mit einer Baufirma eine Reihe von Arbeiten ausgeführt, die mit zu den ersten tatsächlichen Verwirklichungen in Italien zählen. Häufig sind es industrielle Bauten, in denen er beträchtliche Spannweiten überdecken konnte. Als interessantes Beispiel ist die Überdachung eines Riesenspeisesaales einer römischen Kaserne von etwa 1500 m² Grundriß (Bild 3 u. 4) zu erwähnen.



Bild 3. Tommaso-Kaserne in Rom. Spannkonstruktion (2 Gelenkrahmen) von Dr.-Ing. Morandi.

Es handelt sich um eine Reihe von zweistieligen Rahmen von 32,50 m Spannweite und 6,95 m Höhe in Abständen von 4,72 m. Die Riegel sind als Hohlquerschnitte ausgebildet, deren Stege eine Dicke von nur 9 cm haben, während die Verbindungsplatten oben 12, unten 9 cm stark sind.

Diese Stege wurden aus Fertigteilen gebildet, in denen Ausparungen das Einziehen von Kabeln ermöglichten.

³⁾ Vgl. B. u. St. (48) 1953, Heft 5, S. 126.

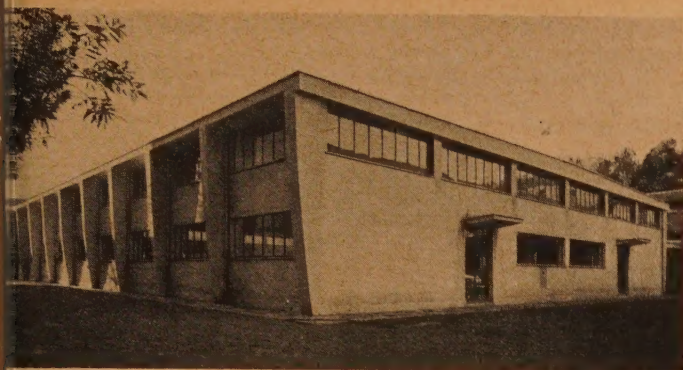


Bild 4. Kaserne in Rom. Außenaufnahme.

Als Bewehrung wurden Kabel von 16 Drähten ϕ 5 mm von 40 kg/mm² angezogen, und zwar 6 Kabel in jeden Riegel und 1 Kabel in die Stiele.

Die mit Fußgelenken versehenen Stiele sind am Kopfende 85 m breit und 30 cm dick, geben daher dem Gebäude auch eine stützwirkende Form, während die Riegel durchweg 1,30 m hoch und als Eindeckung eine leichte 12 cm dicke Ziegelhohldecke tragen. Die Ausbildung als Zweigelenkrahmen ist in den Kabeln bzw. deren Verlauf deutlich ausgedrückt. Eine kräftige Verankerung in Baustahl nimmt die Schubspannungen auf.

Morandi erzielt seine Erfolge durch das geringere Eigengewicht und den wesentlich verminderten Stahlaufwand. So gewann er den Wettbewerb für eine Reihe von Arnobrücken.

Das wesentlich kleinere Eigengewicht seiner Bauten ermöglichte ihm, bei der zerstörten Brücke von Castelfranco di Sotto die vorhandenen Strompfeiler ohne weiteres zu benutzen. Der Vergleich mit einer gleichzeitig gebauten Stahlbetonbrücke ergibt an Betonaufwand je m² Brückentafel: 0,54 m³ für die Stahlbetonbrücke gegenüber 0,36 m³ für die Spannbetonbrücke und ein Gesamtgewicht je m²: 1,34 t bei ersterer gegen 0,90 t bei der letzteren.

Die einzelnen frei aufliegenden Träger haben 32,10 m Spannweite und 1,50 m Höhe. Als Kastenträger ausgebildet, haben sie eine Dicke von 17 cm bei 93 cm Gesamtbreite des Kastens und sind mit je 17 Kabeln von je 16 Drähten ϕ 5 mm bewehrt, die auf 87 kg/mm² gespannt wurden.

Noch im Bau begriffen sind unter anderen Arbeiten Morandis, eine Strombrücke über den Arno bei Empoli mit drei Öffnungen von je zwei freiaufliegenden Trägern, die aus einzelnen, vorher fertiggestellten Teilstücken zusammengesetzt sind.

Diese wurden in vorbestimmten Abständen auf dem Gerüst aufgestellt und nach Einbau der Blechröhren durch Beton verbunden, daß die ganze Brücke, zur Einziehung der Kabel bereit, auf dem Gerüst fertigstand. Diese werden dann in die gewünschte Vorspannung gesetzt. Nach Ablauf einiger Monate wird die Spannung überprüft, und dann werden die Rohre, wenn das richtige Zehn-Maß sichergestellt ist, mit Zementmilch ausgepreßt.

Die Lichtweiten dieser freiaufliegenden Träger sind etwa 40 m.

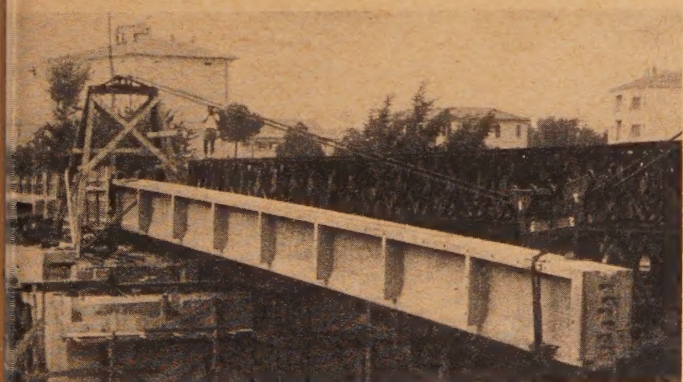


Bild 5. Castenaso-Brücke im Bau. Einbringen des ersten Spannbetonträgers mittels Seilbahn.

Kurz sei noch die von Rinaldi entworfene Straßenbrücke über den Idice bei Castenaso von 11,30 m Breite und 36 m freier Spannweite erwähnt, die einige Bauschwierigkeiten bereitete, da sie an Stelle einer Baileybrücke gesetzt werden mußte, ohne den Verkehr zu unterbrechen. Die einzelnen Träger wurden auf dem Gelände

hergestellt und dann mittels einer Seilbahn abseits versetzt. Nachdem alle 9 Träger diese provisorische Lage erhalten hatten, wurden sie durch vorgespannte Querverbindungen vereinigt und dann schließlich als Ganzes gehoben und an ihre endgültige Stelle gebracht.

Die einzelnen Träger sind in Abständen von je 1,12 m angeordnet, sind 1,70 m hoch und oben 95 cm breit, während die Stegdicke 12 cm beträgt. Jeder Träger ist mit 18 Kabeln von je 12 Drähten ϕ 5 mm bewehrt, die auf

85 kg/mm² vorgespannt sind. Die maximale Betonspannung ist zu 140 kg/cm² angenommen.

Die Bilder 5 bis 7 zeigen den Bauvorgang, Bild 8 das Spanngerät Rinaldi.

Das Anwendungsgebiet des Spannbetons, ebenso wie des klassischen Stahlbetons für Brücken ist auch in Italien vor allem wirtschaftlich bestimmt. Italien hat weder ungeheuer breite Strombetten noch sehr tief eingeschnittene Täler. Für letztere kommen wohl in erster Linie weitgespannte Bogenbrücken in Betracht, doch hat Italien deren nur sehr

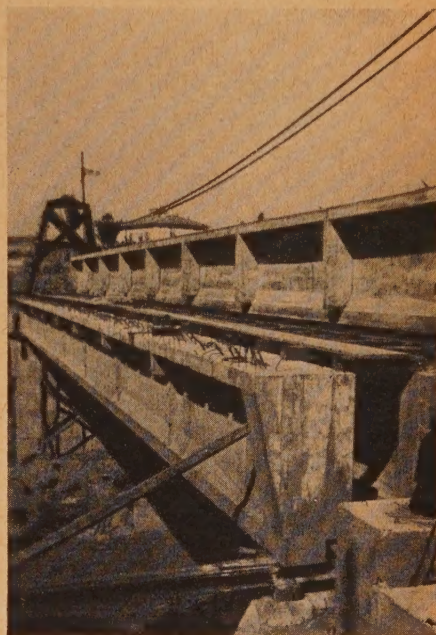


Bild 6. Castenaso-Brücke im Bau.

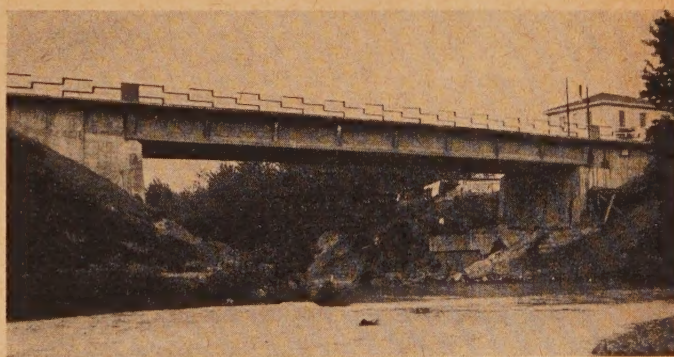


Bild 7. Castenaso-Brücke. Bild des fertigen Bauwerkes (Breite 11,30 m, Spannweite 36 m, 9 Spannbetonträger).

wenige, die an 100 m heranreichen oder sie übersteigen. Zwar schwellen zur Zeit der Schneeschmelze und der Herbstregenperiode die norditalienischen Flußläufe, Etsch, Tagliamento, Piave usw. in-

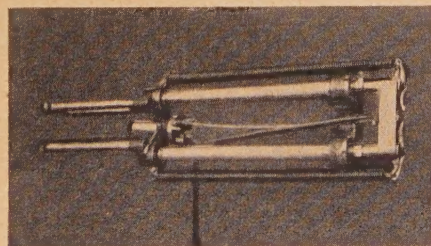


Bild 8. Spanngerät Rinaldi.

folge ihres Wildbachcharakters zu gewaltigen Strömen an, die mehr als einen km breit sind, aber gegenüber den Ufern sind sie nur wenig tief. Daher kommen dort Brücken mit vielen Öffnungen, somit mit verhältnismäßig kleinen Spannweiten, aber nur geringer Trägerhöhe in Betracht; sie eignen sich also vorzüglich zur Anwendung des Spannbetons.

Neumann, Florenz.

Eine vorgespannte Fußgängerbrücke in Edinburg¹⁾.

Die hier behandelte Fußgängerbrücke ist die erste ihrer Art in Schottland. Sie wurde im Jahre 1952 gebaut und verbindet zwei Wohnviertel von Edinburg. Sie kreuzt die Hauptbahnen nach Glasgow und Aberdeen mit einer Stützweite von 23 m und besteht

von Fuß zu Kopf von 30 auf 25 cm ab. Die Dicke der Widerlager entsprechend von 1,50 m auf 1,20 m.

Die vorgefertigten Brückenteile wurden mit Lastwagen nach der Baustelle gebracht, wo sie auf einer Schwellenbahn hinter dem einen Widerlager in etwa endgültiger Höhenlage mit einer Über-

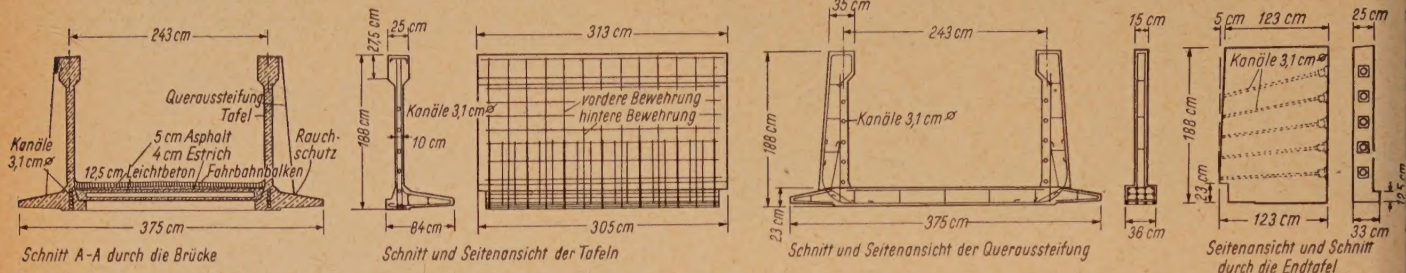


Bild 1. Querschnitte der Brücke.

aus vorgefertigten Betontafeln, die zu 2 Hauptträgern im gegenseitigen Abstand von 2,43 m zusammengesetzt worden sind. Zwischen die einzelnen Tafeln sind 15 cm breite Aussteifungen eingebaut worden, die die Balken auf der Höhe ihrer unteren Flanschen verbinden. Ein Rauchschutz ragt aus den 5 mittleren Tafeln der

hörung von 17,5 cm zusammengesetzt wurden. Die Stoßfugen wurden mit Zementmörtel ausgefüllt, bevor die Kabel gespannt wurden. Jedes Kabel wurde mit 9,3 t/cm² gespannt, wodurch eine Verlängerung von 13 cm eintrat. Dann wurde Mörtel unter Druck in die Kanäle eingepreßt. Nach Beseitigung der zwischen-

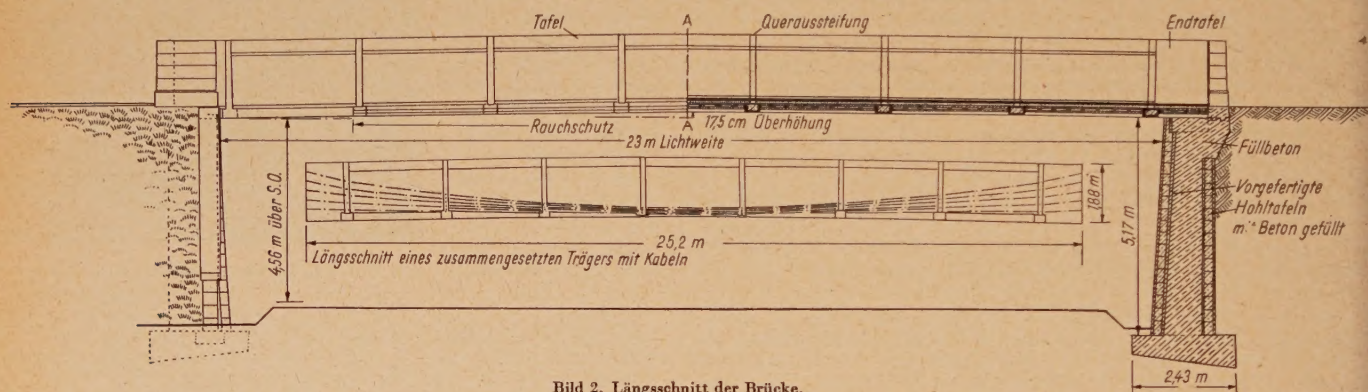


Bild 2. Längsschnitt der Brücke.

Hauptträger heraus. Bild 1 zeigt eine Tafel, eine Queraussteifung und den Querschnitt der Brücke. In den Tafeln wurden Kanäle für 5 Spannkabel ausgespart. Jedes Kabel besteht aus 12 Drähten von 5 mm $\varnothing$ mit einer Zugfestigkeit von 16 000 bis 17 000 kg/cm². Die

zeitlichen Unterstützung wurde die Brücke unter Aufbringung einer Last von 500 kg/cm² geprüft. Die Durchbiegung war sehr gering und verschwand nach der Beseitigung der Last.

Die Brücke wurde von den British Railways mit Hilfe zweier 50-t-Kranwagen in 8 Stunden eingebaut. Das vordere Ende der Brücke wurde zunächst auf einen zwischenzeitlichen Bock zwischen den Gleisen abgesetzt (Bild 3). Die Krane wurden dann auf das Nachbargleis gefahren und hoben von hier aus die Brücke in ihre endgültige Lage. Das hintere Ende der Brücke ruhte während des Einfahrens auf einem niedrigen Rollfahrzeug.

Weiß.

Rationalisierungsarbeit im Bauwesen.

Unter dem Vorsitz des Leiters der Rationalisierungs-Gemeinschaft „Bauwesen“ im RKW, Direktor Dipl.-Ing. Malsy, Köln, und des stellvertretenden Leiters, Dr.-Ing. Triebel, Hannover, wurde am 27. Februar 1953 in Bonn der Beirat der Rationalisierungs-Gemeinschaft „Bauwesen“ gebildet, in dem Vertreter der Bundes- und Länderministerien, der Berufs- und Wirtschaftsverbände, der Forschungsinstitute, der Hoch- und Fachschulen sowie der Gewerkschaft berufen wurden. Damit haben sich zum erstenmal nach dem Zusammenbruch alle im Bauwesen maßgebenden Stellen im Dienste der Rationalisierung im Bauwesen zusammengefunden.

Zur Beratung stand die Frage: Wie können die Ergebnisse der Bauforschung schneller in der Baupraxis genutzt werden. Als zweckmäßige Mittel wurden die Dokumentation, die Information und der Erfahrungsaustausch herausgestellt. In einem unter Leitung von Baudirektor a. D. Großmann ausgearbeiteten Gutachten zur lückenlosen Erfassung der Forschungsergebnisse und des Fachschrifttums und zweckbedingten Verbreitung wurde vorgeschlagen, hierfür zwei selbständige Zentralen unter Einschaltung und Ausbau bereits vorhandener Stellen zu schaffen: 1. Die Dokumentationszentrale als Sammelpunkt für die Arbeiten der Wissenschaft und Forschung, maßgeblich gefördert vom Staat, 2. die Informationszentrale als Verbreitungsstelle für die Bedürfnisse der Wirtschaft. Trotz strenger arbeitsmäßiger und personeller Trennung soll die Zusam-

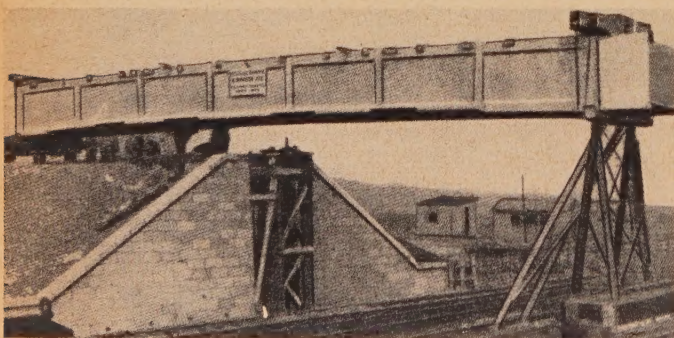


Bild 3. Der Einbau der Brücke.

Tafeln und die Queraussteifungen sind schwach bewehrt, hauptsächlich um den Zugbeanspruchungen während des Einbaus zu widerstehen. In die Endfelder sind Bewehrungsmatten einbetoniert, um die durch die Anker hervorgerufenen Spannungen zu verteilen. Die Ständer am Ende der Brücke sind 25 cm breit und enthalten in Aussparungen von 12,5 cm im Quadrat die Ankerkegel. Die Aussparungen werden später ausbetoniert. Die Fahrbahn besteht aus Hohlbalke, die auf den Hauptträgeruntergurten aufliegen. Die einzelnen Teile der Brücke wurden in Holzschalungen im Rüttelverfahren hergestellt. Die geforderte Mindestfestigkeit des Betons war 295 kg/cm² nach 28 Tagen. Die Widerlager und Flügel bestehen aus zwei vorgefertigten Hohltafeln (Bild 2), deren Zwischenraum mit Beton ausgefüllt ist. Die Dicke der Hohltafeln nimmt

¹⁾ Auszug aus Concrete and Constr. Engineering 48 (1953), Heft 2, S. 95 ff.

enabeit übergeordnet durch einen koordinierenden Beirat gewährt werden.

Prof. Dr.-Ing. E. h. Wedler, Berlin, Prof. Dr.-Ing. E. h. Graf, Stuttgart, und Regierungsbaumeister Sautter, Stuttgart, unterrichten in der Aussprache die Notwendigkeit, auf Vorhandenem aufzubauen und nicht etwa grundsätzlich Neues zu schaffen. Ministerialdirigent Döschel, Bonn, bat um Zurückstellung einer endgültigen Entscheidung. Ein beim Bundesministerium für Wohnungsbau von Dr.-Ing. Triebel, Hannover, aufgestelltes Gutachten, das sich mit dem von Stellen des Bundesministeriums für Wohnungsbau vorschlagenden Bauzentrum befaßt, soll noch geprüft werden, um gegebenenfalls eine Abstimmung der Vorschläge zu erzielen. Dem Wunsche entsprach die Versammlung.

Zur direkten Mitarbeit und Steuerung der Arbeiten der RG Bauen wurden aus Persönlichkeiten der Bauforschung, -lehre und -praxis ein „Kleiner Beirat“ gebildet. Diesem gehören an:

Oberregierungsrat Dipl.-Ing. Brüggemann, Direktor Dipl.-Ing. Graf, Professor Dr.-Ing. E. h. O. Graf, Baudirektor a. D. Großmann, Professor Dipl.-Ing. R. von Halasz, Regierungsbaurat Dr.-Ing. Just, Dipl.-Ing. Architekt BDA H. Lahde, Min.-Rat a. D. Pöppmann, Regierungsdirektor Massar, Gewerkschaftssekretär Ottoborn, Direktor Dipl.-Ing. Plassmann, Dr.-Ing. Plümcke, Min.-Rat Dr.-Ing. Becker, Baudir. Tischer, Oberregierungsrat Dr.-Ing. Triebel, Min.-Rat Prof. Dr.-Ing. E. h. B. Wedler.

Rationalisierungsmöglichkeiten — überall!

Als erster Redner der Arbeitstagung der RG Bauwesen sprach Prof. von Halasz, TU Berlin, über das Thema „Rationalisierung des Entwurfs; Typologie der Bauelemente“. Allein die Ausnutzung menschlich und wirtschaftlich ausgewerteter Ansammlungen von Erfahrungen verbürgt wirklich werk- und kalkulationsreife Entwürfe und damit wirtschaftliche Bauausführungen. Die Verwirklichung der Forderungen Prof. von Halasz wird ermöglicht durch den Aufbau einer Typologie der Bauelemente. Diese sollen in einzelnen Bauausführungen bis zur Werk- und Kalkulationsreife vortworfen, tabellarisch erläutert und beurteilt werden. Sie dienen als Planern als Vergleichsunterlagen zur Beurteilung der in der Praxis vielfältig entstehenden Abwandlungen.

Mit Lichtbildern von ausgeführten vorgeplanten Industriebauten und Brücken mittels getypter Bauelemente wies der Vortragende nach, daß diese Forderung zur Rationalisierung der Entwurfsarbeit eine graue Theorie ist und daß insbesondere im Auslande hiervon bereits weitgehend Gebrauch gemacht wird.

Über „Beiträge der Baumaschinenindustrie zur Rationalisierung“ sprach anschließend Prof. Dr. Garbotz, T. H. Aachen. Alle Anzeichen deuteten auf eine dritte Rationalisierungswelle im deutschen Bauwesen seit Ende des 1. Weltkrieges hin. Diese ist durch das Wohnungsbauprogramm sowie durch den Straßen- und Flugplatzbau ausgelöst worden. Die Baumaschinenindustrie trägt zur Weiterentwicklung im wesentlichen bei auf den Gebieten der Ausweitung der Mechanisierung, der Verbesserung der konstruktiven und arbeitstechnischen Gestaltung, der Vereinheitlichung und Typisierung sowie der Forschung. Hierbei stehen der Straßenbau und der Erdbebenausbau — letzterer sehr stark unter amerikanischem Einfluß — im Vordergrund, während die Entwicklung schwerer und leichter Baumaschinen und Geräte für den Hochbau zur Zeit ein gewisses Abflusstadium erreicht hat.

Mit zahlreichen Lichtbildern gab Prof. Garbotz einen umfangreichen Überblick über den heutigen Stand.

Als dritter Redner sprach Baurat Dr.-Ing. K. Pieper, Lübeck, mit Film- und Lichtbildern über die „Montagebauart Trautsch“ und „Trautsch-Pieper-Dächer“ (*). Die Bauart wurde in Lübeck auf der Grundlage von Lava als Zuschlagstoff entwickelt. Sie verwendet großformatige Steine, deren Einzelrauminhalt etwa 60 Normalmaß entspricht. Diese Großformatsteine werden durch kleine Hebekrane von etwa 200 kg Tragfähigkeit dem Maurer auf das vorbereitete Mörtelbett gelegt und nach Lehren ausgerichtet. Schnur und Wasserwaage entfallen für den einzelnen Maurer. Besonders interessant sind die nach dem Wölprinzip mit Steinen ungefähr 1 m hohen Großformats als Steildächer völlig ohne Stahlbewehrung und ohne Holz (abgesehen von den Wölblehren) und als Flachdächer mit eingeschalteten, dünnen Stahlbetonrippen konstruierten Trautsch-Pieper-Dächer. Nach Angaben des Vortragenden sind diese Steildächer zu günstigeren Preisen als Holzdächer zu erstellen. Der dem wirtschaftlichen Vorteil bieten sie jedoch noch den Vorzug der Wärmedämmung sowie der Feuersicherheit und Sicherheit gegen Fäulnis und Insektenfraß. Es wurden in der Trautsch-Pieperbauart nicht nur Wohngebäude, sondern bisher auch Schulen und Kirchen errichtet, wobei durch die Wölblehre eine enge Synthese zwischen technischen Anforderungen und moderner Architektur gefunden wurde.

(*) Vgl. B. u. St. 46 (1951), Heft 3, S. 49—51.

Verdingungsordnung für Bauleistungen — VOB

Teil A und Teil B — Fassung 1952 — (DIN 1960 und DIN 1961).

Im Auftrage des Deutschen Verdingungsausschusses hat der Deutsche Normenausschuß die neue „Fassung 1952“ der Teile A Allgemeine Bestimmungen für die Vergabe von Bauleistungen und B Allgemeine Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen der Verdingungsordnung für Bauleistungen als DIN 1960 und DIN 1961 herausgebracht.

Beide Normen sollen mit Wirkung vom 1. März 1953 durch Einföhrungserlasse der Länder in die Baupraxis eingeföhrt werden.

Fachnormenausschuß Bauwesen im DNA.

FN Bau-Arbeitsausschuß „Verbundträger“.

DIN 1078 „Berechnungsgrundlagen für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau“ sollen die zur Zeit gültigen „Vorläufigen Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau“ ersetzen, nachdem diese Bauart in der Zwischenzeit so weit ausgereift ist, daß die Voraussetzungen für eine entsprechende DIN-Norm gegeben sind. Mit der Veröffentlichung des Entwurfes DIN 1078 in der Fachpresse kann in den nächsten Monaten gerechnet werden.

FN Bau-Arbeitsgruppe „Einheitliche Technische Baubestimmungen (ETB)“ Arbeitsausschuß „Bauen im Erdbebengebiet“.

Unter der Obmannschaft von Dr.-Ing. Briske, Berlin, wurde auf der Grundlage der nach dem Erdbeben von Euskirchen im Jahre 1951 aufgestellten Richtlinien der Entwurf eines Normblattes „Richtlinien für Bauten in den deutschen Erdbebengebieten“ beschlossen, der demnächst in der Fachpresse veröffentlicht werden soll.

Ministerialdirigent Koester 25 Jahre im Autostraßenbau.

Im Juni dieses Jahres ist der Ministerialdirigent im Bundesverkehrsministerium Hugo Koester 25 Jahre im Entwurf, im Bau und in der Verwaltung von Kraftwagenstraßen tätig. Von den Vorarbeiten und der Bauleitung der Straße Köln—Bonn bis zur obersten Leitung aller Reichsautobahnen war er vor 1945 mit den vielfältigen Aufgaben der Kraftverkehrsstraßen gewachsen und verwachsen. Sein hervorragender Ruf als Ingenieur und leitender Beamter veranlaßte die Besetzung, ihn als einen der ersten zum Wiederaufbau der obersten Straßenbauverwaltung heranzuziehen. Wir schließen uns dem Dank der Straßenbauer für die Leistungen des Jubilars an und wünschen ihm weitere Erfolge.

Die Schriftleitung.

Bücherschau

Sattler, Konrad: Theorie der Verbundkonstruktionen. XII, 300 S. mit 90 Bildern u. 56 Taf. Berlin 1953, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. DM 43,—, geb. DM 46,—.

Das Buch behandelt alle theoretischen Fragen, die bei der Berechnung der Verbundkonstruktionen auftreten, und ist somit das erste umfassende Werk, das in Deutschland auf diesem Gebiet erscheint.

Die Darstellung der Theorie ist vorangestellt und erfordert naturgemäß den Hauptanteil an Raum.

Eingangs sind für den im Stahlbau tätigen Entwurfsingenieur die theoretischen Grundlagen des Baustoffes Beton, die auf den Arbeiten Dischingers fußen und deren Kenntnis für den Entwurf von Verbundkonstruktionen unerläßlich ist, klar und übersichtlich dargestellt.

Auf diesen Grundlagen aufbauend, wird der Einfluß des Kriechens und Schwindens auf statisch bestimmte Stahl-Vollwand-Verbundträger unter Benutzung des Näherungsverfahrens von Sontag gezeigt. Es werden alle Lastfälle — einschließlich Vorspannkraft — sowohl unter der Annahme eines konstanten Beton-Elastizitätsmoduls wie auch für einen mit der Zeit veränderlichen berücksichtigt.

Da das vorgenannte Näherungsverfahren in Grenzfällen auf ausreichende Genauigkeit in den Ergebnissen überprüft werden muß, ist für diesen Zweck in etwas anderer Form die streng mathematische Lösung — von Fröhlich veröffentlicht — entwickelt, die jedoch nur den Sonderlastfall der Wirkung eines ständigen Momentes unter Einführung eines konstanten Elastizitätsmoduls des Betons erfaßt.

Die Theorie der Berechnung wird dann auf Fachwerk-Verbundträger erweitert; abschließend wird zu den statisch unbestimmten Systemen beider Verbundkonstruktionsarten übergegangen. Es ist das besondere Verdienst des Autors, durch Umbau der Kloeppelschen Grundgleichungen für die statisch unbestimmten Fälle auf

das Sontagsche Näherungsverfahren für alle üblichen Lastfälle Lösungen aufzeigen zu können, die mit einem tragbaren Rechenaufwand zu erhalten sind.

Im zweiten Teil des Buches wird an Hand von Zahlenbeispielen die praktische Anwendung der aufgezeigten Lösungen auf die verschiedenen Systemarten sehr übersichtlich und eingehend dargestellt. Abschließend sind die bei der Rechnung benötigten Funktionswerte in Zahlentafeln zusammengestellt. Ein umfassendes Literaturverzeichnis gibt zum Schluß eine gute Übersicht über die auf alle Fachzeitschriften zerstreute Literatur.

Das Buch wird ein Helfer sein, die bisher sehr umfangreichen Berechnungen auf ein tragbares Maß herabzusetzen und damit manchem Bauherrn und Unternehmer über diese Schwierigkeit hinwegzuhelfen. Es wird daher jedem in der Praxis stehenden Ingenieur, ob selbständig oder bei den ausführenden Unternehmern und Bauherrschaften tätig, eine wertvolle Hilfe sein. Wegen des weiteren Vorzuges, erstmalig eine Zusammenfassung des gesamten Stoffes dieser verhältnismäßig neuen, aber bereits stark verbreiteten Bauweise zu bringen und wegen seiner klaren Linie in Aufbau und Darstellung, wird das Buch darüber hinaus auch dem Studenten des Bauingenieurwesens willkommen sein. Allerdings dürfte der Anschaffungspreis, der durch die erforderliche Ausstattung und den Aufwand für derartiges Schrifttum bedingt ist, den Studierenden vielfach den Erwerb erschweren. Klingenberg.

Berichtigung zum Werk: Sattler, Theorie der Verbundkonstruktionen. Berlin 1953, Wih. Ernst & Sohn.

Die Gleichungen [IX. 90] und [X. 29] sind vom Verfasser durch einen wichtigen Ausdruck ergänzt worden. Ein Berichtigungsblatt hierzu liefert der Verlag auf Anforderung kostenlos.

Baroš, Zdenko: Berechnung der Rahmenkonstruktionen mit Applikation auf Drehwinkelverfahren. 36 S. mit 43 Bildern. Köln 1952, im Selbstverlag des Verfassers. Geh. 6,70 DM.

Der Verfasser entwickelt in der kleinen Schrift ein Näherungsverfahren zur Drehwinkelmethode, wie sie u. a. von Guldán ausführlich behandelt worden ist. Nach einer ausführlichen Ableitung der Knotengleichung für unverschiebbliche Knotenpunkte wird die vereinfachende Annahme gemacht, daß der Einfluß der übernächsten Knoten auf die Drehung des untersuchten Knotens bzw. Rahmenstabes vernachlässigt wird. Für die üblichen Rechteckrahmensysteme, insbesondere Stockwerkrahmen, kann erfahrungsgemäß diese Vereinfachung ohne großen Fehler zugelassen werden. Durch den Fortfall der Drehwinkel der übernächsten Knoten lassen sich die Drehwinkel der Nachbarknoten durch die bekannten geometrischen und statischen Beziehungen (Steifigkeiten und Belastungsglieder) als Funktionen der untersuchten Drehwinkel ausdrücken. Für einen Rahmenstab erhält man somit zwei Bestimmungsgleichungen für die beiden zugehörigen Drehwinkel mit nur bekannten Größen. Die allgemeine Form der Gleichungen macht zwar einen etwas umständlichen Eindruck, vereinfacht sich aber bei den üblichen symmetrisch aufgebauten Rechteckssystemen recht erheblich. Die Berechnung von Stockwerkrahmen kann durch die Gleichungen vereinfacht werden. Der Verfasser gibt einige Lastverteilungsschemen zur unmittelbaren Bestimmung der Größtmomente des untersuchten Stabes an. Bei einfachen Rahmenformen wird sich gegenüber den üblichen Verfahren kaum ein Vorteil ergeben.

Für Rahmen mit verschiebblichen Knotenpunkten schlägt der Verfasser als Vereinfachung lediglich vor, bei Untersuchung des Windinflusses die Trägheitsmomente der Stockwerkriegel mit $J_R = \infty$ einzusetzen. Der dadurch begangene Fehler liegt ohnehin in der Größenordnung der Unsicherheit in den Windlastannahmen.

Das vom Verfasser vorgeschlagene Näherungsverfahren kann als fruchtbare Anregung zur Vereinfachung der Berechnung von Stockwerkrahmen bezeichnet werden. Schröder.

Fischer, Gerhard: Beitrag zur Berechnung kreuzweise gespannter Fahrbahnplatten im Stahlbrückenbau. Herausgegeben vom Deutschen Stahlbau-Verband, Köln. IV, 67 S. mit 32 Bildern, 10 Tafeln u. 2 Reihenbeispielen. Berlin 1952. Wih. Ernst & Sohn. Geh. 10,— DM.

Die Berechnung von kreuzweise gespannten Fahrbahnplatten ist bereits durch die kürzlich erschienene Arbeit von Rüsch, „Fahrbahnplatten von Straßenbrücken“, wesentlich vereinfacht worden. Sie gilt allerdings vornehmlich nur für Stahlbetonbrücken, bei denen die Durchbiegung der Plattenränder vernachlässigt werden kann. In der neuen Fassung der DIN 1075 (August 1951) wird aber für Stahlbeton-Fahrbahnplatten auf stählernen Straßenbrücken torsionsfreie Auflagerung der Platten und die Berücksichtigung der Durchbiegung der Fahrbahnträger gefordert, sofern nicht lastverteilende

Querträger vorhanden sind. Der Verfasser der vorliegenden Arbeit entwickelt für diese geänderten Voraussetzungen die Ableitungen für die Formeln. Im Gegensatz zu den Tafelwerken von Bittner und Pucher beschreiben die Lösungen von Fischer den Formänderungs- und Spannungszustand der gesamten Platte unter einer gegebenen Last. In den Ansätzen ist ferner $\nu = 1/6$ für Beton berücksichtigt, wie es in DIN 1075, § 4.1, vorgeschrieben ist.

Ausgehend von den Arbeiten von Bleich und Nadai untersucht der Verfasser zunächst die vierseitig frei gelagerte Einzelplatte durch Entwicklung von zwei Funktionen, die den Krümmungen der Biegeflächen je in den beiden Achsrichtungen genügen und zu gut konvergierenden einfachen Reihen führen. Durch Einführung von Randmomenten und Randdurchbiegungen wird der Einfluß der Kontinuität durchlaufender Platten und die Durchbiegung der Längsträger berücksichtigt. Die Trägerrostwirkung der Platte geht somit unmittelbar in die Lösungen ein. In dem durchgerechneten Beispiel am Schluß des Buches ergibt sich z. B. durch die Mitwirkung der Platte eine erhebliche Verminderung der Längsträgerdurchbiegung von 56 %. Im Formel- und Tafelteil sind die Formeln und Ableitungen für den praktischen Ansatz zusammengestellt.

Der Verfasser kommt von der Plattentheorie her zu den gleichen Ergebnissen wie Homberg in seinem Buch „Kreuzwerke“ vom Trägerrost her. Wenn auch die dargebotenen Lösungen bei weitem nicht so einfach und übersichtlich sind wie die gebrauchsfertigen Tafeln von Rüsch, so bieten sie über die bekannten Werke hinaus die Möglichkeit der strengen Lösung unter Einschuß aller Einflüsse, wie Randauflagerung, Durchlaufwirkung, Trägerrostwirkung und Querdehnung für beliebige Laststellungen und beliebige Schnittstellen der Platte. Für Platten mit kurzen Spannweiten wird sich der Rechenaufwand kaum lohnen, dagegen bietet er für weiter gespannten Platten, wie sie heute vorzugsweise verwendet werden, gegenüber den Näherungsverfahren den Vorteil der wirtschaftlichen Bemessung und erhöhten Sicherheit in der Erkenntnis des tatsächlichen Spannungs- und Verformungszustandes. Somit ist die Arbeit im ganzen als ein sehr wertvoller Beitrag zur Plattentheorie zu bezeichnen. Schröder.

* Homberg, Kreuzwerke. Statik der Trägerroste und Platten. Berlin/Göttingen/Heidelberg 1951, Springer-Verlag.

Anger, Georg, u. Tramm, Karl: Durchbiegungsordinaten für Einfeld- und durchlaufende Träger. Formeln und zehnteilige Einflußlinien. Ein Lehrbuch und Hilfsbuch für den Statiker. 194 Seiten mit 152 Bildern und 79 Tafeln. Düsseldorf/Lohausen 1953, Werner-Verlag GmbH. Ganzleinen DM 25,—.

Als Abschluß seiner schon in 6. und 7. Auflage erschienenen „Zehnteiligen Einflußlinien für durchlaufende Träger“, die in der Praxis jedes statisch arbeitenden Ingenieurs längst unentbehrlich geworden sind, hat der Verfasser nunmehr eine Tabellensammlung für die Durchbiegungsordinaten für Einfeld- und durchlaufende Träger vorgelegt.

An die einleitende theoretische Behandlung des Problems der Trägerdurchbiegungen schließen sich sehr ausführlich gehaltene Tabellen von Durchbiegungsordinaten von freigelagerten, einseitig und beiderseitig eingespannten Einfeldträgern an, aus welchen für die häufigsten Belastungsfälle die Ordinaten der Durchbiegung in den Zehntelpunkten sowie die erforderlichen Trägheitsmomente jeweils nach dem Grad der zugelassenen Durchbiegung unmittelbar abgelesen werden können. Als besonders wertvoll müssen hierbei die errechneten Durchbiegungs-Belastungsgleichwerte Q_E für Einfeldlasten an beliebiger Stelle, Streckenlasten und Dreieckslasten angesehen werden, mit deren Hilfe es möglich ist, die vorhandenen zahlreichen Tabellen für gleichförmige Lasten auch für alle anderen Belastungsarten und Auflagerbedingungen zu benutzen. Bei den Durchlaufträgern entsprechen die Tabellen für die Durchbiegungsordinaten hinsichtlich Gliederung und Stützweitenverhältnisse völlig denen der zehnteiligen Einflußlinien für Biegemomente, Querkraft und Auflagerkräfte. Das Tabellenwerk wird von Fachgenossen, die sich in der Berufspraxis häufig mit der bisher oft recht umständlichen Ermittlung elastischer Trägerverformungen befassen müssen, mit Erfolg verwendet werden.

Jung.

Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 106. Rüsch, Fahrbahnplatten von Straßenbrücken, Berechnungstafeln für Lasten nach DIN 1072 und für gleichmäßig verteilte Lasten. 2. Auflage. Berlin 1953. Wih. Ernst & Sohn. Geh. DM 16,—, Ganzleinen DM 19,80.

Die 2. Auflage ist in einigen Punkten ergänzt und erweitert, die Druckfehler der 1. Auflage sind beseitigt. Die Beschaffung lohnt sich daher auch für die Bezieher der ersten Auflage.